

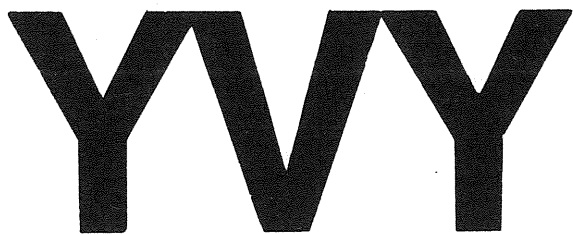
WVY

TUTKIMUS 27

**Erillisviemäröintiverkon runkoviemärien
tehonlisäys ja simulointimalli suunnittelu-
menetelmänä**

yhdyskuntien vesi- ja ympäristöprojekti

HELSINKI 1977



TUTKIMUS 27

Erillisviemäröintiverkon runkoviemärien tehonlisäys ja simulointimalli suunnittelu- menetelmänä

VESIHALLITUKSEN PROJEKTI N:O 7535

VIATEK OY

**HEIKKI SOMERVUO
RISTO LAUKKANEN
ARVO ILMAVIRTA**

yhdyskuntien vesi- ja ympäristöprojekti

HELSINKI 1977

ISBN 951-9250-76-X
ISSN 0355-1997

KYRIIRI OY
Luotsikatu 4, 00160 H:KI 16
PAINO: 90-630 230
MYynti: 90-440 211/KIRJAKAUPPA
RUNEBERGINK. 14—16
(H:GIN KAUPPAKORKEAKOULU)
00100 Helsinki 10

ESIPUHE

YVY-projektin tavoitteiksi viemäröinnin osalta on määritelty mm. viemäröitävien vesimäärien vähentäminen ja virtaamahuippujen tasaus. Molemmat tekijät vaikuttavat viemäriverkoston läpäisy-kykyyn ja puhdistamon tehoon. Tästä aiheesta teetettiin esitutkimus, jossa selvitettiin mm. tasausaltaiden ja verkoston tilavuuden käyttöä virtaamahuippujen pienentämisessä. Tasausaltaiden käyttö on tullut esille myös puhdistamoiden toimintaedellytyksiä tutkittaessa.

Käytännön sovellutusesimerkkien aikaansaamiseksi viemäröitävien vesimäärien tasaamisesta lähetti YVY-projekti alan konsultti-toimistoille kyselyn sopivista suunnittelukohteista. Kyselyn perusteella valittiin toiseksi suunnittelukohteeksi osa Turun kaupungin sekaviemäröintijärjestelmää ja toiseksi Keski-Uudenmaan kuntien yhteisviemäröintihanke, joka edustaa suurta erillisviemäröintijärjestelmää. Nyt kysymyksessä oleva tutkimus "Erill-lisviemäröintiverkon runkoviemärien tehonlisäys ja simulointi-malli suunnittelumenetelmänä" selostaa viimeksi mainitun esimerk-kisuunnitelman tuloksia. Tutkimuksesta on käytetty lyhennettä "Runkoviemäri-projekti".

Tutkimuksen tavoitteiksi määriteltiin tasausjärjestelyiden, vuoto-vesien kuormitusosuuden ja sedimentoitumistapahtumien vaikutusten selvittäminen lähinnä mitoituksen ja viemäriveden laadun kannalta. Lisäksi tutkimus toimi aiemmin YVY-projektin puitteissa rahoitetun viemäriverkoston simulointimallin käyttöönottoprojektina.

Tutkimuksen ovat rahoittaneet vesihallitus ns. YVY-määrärahasta (50 %), Keski-Uudenmaan vesiensuojelun kuntainliitto (27,3 %) ja Helsingin kaupunki (22,7 %). Näytteenotto on suoritettu Helsingin, Vantaan ja Keravan kaupunkien toimesta. Laboratoriokustan-nuksista ovat vastanneet Helsingin kaupunki ja Keski-Uudenmaan vesiensuojelun kuntainliitto.

Tutkimustyön on tehnyt rahoittajien toimeksiannosta Insinööritoimisto Viatek Oy. Vastuullisena johtajana on ollut dipl.ins.

Heikki Somervuo ja tutkijoina ovat toimineet

dipl.ins. Heikki Somervuo, Viatek Oy

dipl.ins. Risto Laukkanen, Viatek Oy

dipl.ins. Arvo Ilmavirta, Viatek Oy

Tutkimusta on valvonut seuraava ryhmä:

- pj. dipl.ins. Veli-Matti Tiainen, SITRA/YVY-projekti
dipl.ins. Antti Jokela, Vesihallitus
dipl.ins. Ilkka Hirsto, Keski-Uudenmaan vesiensuojelun
kuntainliitto
dipl.ins. Eero Kontula, Helsingin kaupunki
dipl.ins. Olavi Louko, Helsingin kaupunki

Tutkimus aloitettiin 1.1.1976 ja saatiin valmiiksi 15.11.1976.

Tutkimus vastaa sille asetettuja tavoitteita osoittaen viemäriveresivirtaamien tasaamiseen tarvittavien rakenteiden olevan myös käytännössä huomioon otettava osa viemäriverkostoa. Se osoittaa myös selvästi kunkin viemäröintiratkaisun tapauskohtaisuuden ja tuo esille oikean mitoituksen ja huolellisen rakentamistavan tärkeyden. Simulointimallin käyttö antaa havainnollisen kuvan viemäriverkon toiminnasta ja hyvän mahdollisuuden arvioida virtaamien tasauksen ja kapasiteetin lisäyksen tarpeellisuutta.

Yhdyskuntien vesi- ja ympäristöprojekti

SISÄLLYSLUETTELO		sivu
ESIPUHE		I
SISÄLLYSLUETTELO		III
TIIIVISTELMÄ		XII
ENGLISH SUMMARY		XVII
1. JOHDANTO		1
1.1 Yleistä		1
1.2 Tavoitteet		1
1.3 Mallikohde		2
2. VIEMÄRIVEDEN LAADUN ARVIOINNIN LÄHTÖKOHDAT		3
2.1 Simulointimallin laskentaperusteet		3
2.1.1 Sedimentin huuhtoutuminen ja laskeutuminen		3
2.1.2 Laadun laskenta		5
2.2 Vaihtoehto mallin sedimentoitumisen laskennalle ja sen perusteet; viemäreiden itsepuhdistuminen		8
2.2.1 Yleistä		8
2.2.2 Jätevesivirtaaman vaihtelut		9
2.2.3 Hankausjännitys putkijohdossa		13
2.2.3.1 Kerrostumien muodostumisalue		13
2.2.3.2 Hankausjännityksen vaihtelu putki-poikkileikkauksessa		15
2.2.4 Kriittinen hankausjännitys		20
2.2.4.1 Yleistä		20
2.2.4.2 Kirjallisuutta kriittisestä hankausjännityksestä		23
2.2.4.3 Ruotsissa suoritetuista kenttäkokeista		27
2.2.4.4 Johtopäätökset		28
3. VIRTAAMIEN TASAAMINEN VIETTOVIEMÄREISSÄ		39
3.1 Tasausaltaat		39
3.1.1 Varastoallas		39
3.1.2 Selkeytys- ja ylivuotoallas		41
3.1.3 Tasausaltaiden sijoittaminen verkostoon		43
3.1.4 Tasausaltaiden mitoitus		44
3.1.4.1 Varastoaltaan mitoitus		46
3.1.4.2 Selkeytysaltaan mitoitus		51
3.1.4.3 Ylivuotoaltaan mitoitus		55

3.1.5	Tietokoneohjelmien käyttö mitoituksessa	57
3.1.6	Pohjakourulliset tasausaltaat	58
3.2	Viemäriin asennettavat tasaajat	62
3.2.1	Itsesäätyvä virtaamantasaaja	63
3.2.1.1	Ominaisuudet	63
3.2.1.2	Käyttönäkökohtia	65
3.2.1.3	Käytännön kokemuksia	66
3.3	Pyörre-erotin	68
4.	MALLIKOHTEN VIEMÄRIVERKOSTON KUVAUS	69
4.1	Järvenpää	69
4.2	Kerava	72
4.3	Hyrylä	74
4.4	Vantaa	74
4.5	Helsinki	78
5.	NYKYTILANNE JA ENNUSTEET	81
6.	JÄTEVEDEN LAATU JA VIRTAAAMAMITTAUKSET	83
6.1	Jäteveden keskimääräinen laatu	83
6.2	Kenttäkokeiden järjestely	83
6.3	Keravan mittausasema	84
6.3.1	Virtaamat	84
6.3.2	Viemärivereden laatu	87
6.4	Vantaa	88
6.4.1	Virtaamat	88
6.4.2	Viemärivereden laatu	89
6.5	Helsinki	90
6.5.1	Virtaamat	90
6.5.1.1	Pukinmäen pumppaamo	90
6.5.1.2	Viikin puhdistamo	91
6.5.2	Viemärivereden laatu	93
6.5.2.1	Pukinmäen pumppaamo	93
6.5.2.2	Viikin puhdistamo	94
6.5.2.3	Analyysien arviointia	95
6.6	Vuotovesimääriä selittäviä tekijöitä	96
7.	MALLIN KALIBROINTI	102
7.1	Yleistä	102
7.2	Kalibrointitulokset	102

7.2.1	Kerava	102
7.2.2	Vantaa	103
7.2.3	Helsinki	103
7.3	Kalibrointitulosten luotettavuus	103
8.	RUNKOVIEMÄRITARKASTELU	111
8.1	Nykyinen runkoviemäri	111
8.2	Pääviemäri Järvenpää – Savio	111
8.2.1	Johtoyhteys Järvenpää – Savio	112
8.2.2	Tunneliyhteys Ali-Kerava – Savio	112
8.3	Kapasiteetin riittävyys	115
8.3.1	Hyrylän liittyminen	115
8.3.2	Järvenpään liittyminen	116
8.3.2.1	Tilanne 1979	117
8.3.2.2	Tilanne 1980	120
8.3.2.3	Tilanne 1981 - 1982	122
8.3.2.4	Tilanne 1985	124
8.3.2.5	Tilanne vuoden 1985 jälkeen	126
8.4	Tarkastelulähtökohdan arviointia	126
8.5	Vuotovesiarvion vaikutukset	127
8.6	Kuormitusselvitys	128
8.6.1	Lika-ainekuormitukset	128
8.6.2	Sedimentoituminen runkoviemärissä	129
9.	TASAU SJÄRJESTELYIDEN KANNATTAVUUTEEN VAIKUTTAVAT TEKIJÄT	134
9.1	Yleistä	134
9.2	Tasausjärjestelyt erillisjärjestelmässä	135
9.2.1	Jätevesiverkosto	135
9.2.2	Hulevesiverkosto	136
9.3	Tasausjärjestelyt sekajärjestelmässä	136
9.4	Esimerkkejä tasausjärjestelytoteutuksista	137
9.5	Kustannukset	138
9.5.1	Katetut betonialtaat	138
9.5.2	Tunnelit	138
9.5.3	Muut tasausjärjestelyt	139
9.6	Tasausjärjestelyiden kannattavuus mallikohteessa	140
9.6.1	Järvenpään – Savion putki-tunneliyhteys	140

9.6.2	Vantaan runkoviemäri	141
9.6.3	Helsingin runkoviemäri	142
10.	NÄKEMYKSIÄ SIMULOINTIMALLIN SOVELTUVUUDESTA	143
10.1	Mallin vesihuoltotekninen soveltuvuus	143
10.2	Kokemuksia mallin käytöstä	144
11.	JOHTOPÄÄTÖKSET	146
11.1	Yleistä	146
11.1.1	Simulointimallin käyttö	146
11.1.2	Tasausjärjestelmät	146
11.1.3	Vuotovesien merkitys	147
11.1.4	Sedimentoituminen	148
11.2	Mallikohde	148
11.2.1	Runkoviemärin kapasiteetin riittävyys	148
11.2.2	Tasausjärjestelmät	150
11.2.3	Vuotovesien merkitys	150
11.2.4	Sedimentoituminen	151
11.2.5	Lähtötiedot	151
12.	SUOSITUKSET JA JATKOTOIMIEHDOTUKSET	153
12.1	Yleiset suositukset	153
12.2	Yleiset jatkotoimiehdotukset	155
12.3	Suosituksien ja jatkotoimiehdotukset mallikohteelle	155
LÄHDEKIRJALLISUUS		159
LIITTEET		
Liite 1	Runkoviemäriprojektin matkaraportti	
Liite 2	Tiivistelmä YVY-tutkimuksesta "Sekaviemäröinti- verkoston tehonlisäys ja simulointimalli suunnittelumenetelmänä"	

KUVALUETTELO

	sivu
Kuva 2.1 Viemärisedimentin seulontakäyrä	4
Kuva 2.2 Käyrä virtaustekijän k määrittämiseksi	12
Kuva 2.3 Jätevesiviemärin kerrostumien muodostumisalueen määrittäminen	14
Kuva 2.4 Putken kehän tietyn pisteen kaltevuuskulman ja pohjasta määritetyn etäisyyden välinen yhteys	14
Kuva 2.5 Suhteellinen hankausjännitys täyttökorkeuden funktiona, Reploglen ja Chow'n (1966) mukaan	16
Kuva 2.6 Maksimaalisen pohjassa vaikuttavan leikkausjännityksen ja täyttökorkeuden välinen yhteys	17
Kuva 2.7 Hydraulinen säde R keskuskulman θ ja halkaisijan d funktiona	18
Kuva 2.8 Putken kaltevan seinämän tietyn pisteen ja pohjan kriittisten hankausjännitysten suhde pisteen pohjasta lasketun etäisyyden funktiona	19
Kuva 2.9 Partikkeleiden eroosioon liittyvän kriittisen hankausjännityksen ja partikkelikoon välinen yhteys	23
Kuva 2.10 Hiekkapartikkelin koon ja partikkelit suspensioituneina pitävän kriittisen hankausjännityksen välinen yhteys	26
Kuva 2.11 Periaatekuva betonijohtojen kerrostumista Upplands-Bro'ssa	28
Kuva 2.12 Käyrästä viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi. $\tau = 0,5 \text{ N/m}^2$. D100-D600	29
Kuva 2.13 Käyrästä viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi. $\tau = 4 \text{ N/m}^2$. D150-D600	31
Kuva 2.14 Käyrästä viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi. $\tau = 4 \text{ N/m}^2$. D800-D2000	32
Kuva 2.15 Käyrästä viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi. $\tau = 1 \text{ N/m}^2$. D150-D600	34
Kuva 2.16 Käyrästä viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi. $\tau = 1 \text{ N/m}^2$. D800-D2000	35
Kuva 2.17 Käyrästä viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi. $\tau = 1,5 \text{ N/m}^2$. D150-D700	36
Kuva 2.18 Käyrästä viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi. $\tau = 1,5 \text{ N/m}^2$. D800-D2000	37
Kuva 3.1 Varastoaltaan ja sen sovellutuksen imeytysaltaan periaatekuvat	40
Kuva 3.2 Selkeytysaltaan periaatekuva	42
Kuva 3.3 Ylivuotoaltaan periaatekuva	42

VIII

Kuva 3.4	Tasausaltaiden sijoitusvaihtoehtoja seka- ja erillisivemäriverkostoissa	43
Kuva 3.5	Tasausaltaan tilavuuden graafinen määrittäminen	44
Kuva 3.6a	Sateen rankkuuskäyriä (Tukholma)	45
Kuva 3.6b	Sateen rankkuuskäyriä (Suomi)	46
Kuva 3.7	Varastoallastilavuuden graafinen määrittäminen, viivettä ei oteta huomioon	47
Kuva 3.8	Varastoallastilavuuden graafinen määrittäminen, kun viive otetaan huomioon	49
Kuva 3.9	Aika-pinta-alamenetelmässä laadittava summakäyrä	49
Kuva 3.10	Varastoallastilavuuden graafinen määrittäminen aika-pinta-alamenetelmällä esimerkissä 2	50
Kuva 3.11	Selkeytysaltaan käyttö ylivuotovesien varastoinnissa	53
Kuva 3.12	Gravitaatioon perustuva tasausallas	59
Kuva 3.13	Pumppaamon yhteydessä oleva tasausallas	59
Kuva 3.14	Tasausallas, jossa altaan tyhjennys tapahtuu pumppaamalla. Allas voidaan huuhtoa kuvan mukaisella pumppausjärjestelyllä.	60
Kuva 3.15	Tasausaltaan pohjakourujen sijoitusvaihtoehtoja	61
Kuva 3.16	Itsesäätyvä virtaamantasaaja	63
Kuva 3.17	Piirros virtaamien tasaajasta	64
Kuva 3.18	Poikkileikkaus virtaamantasaajan vaikutuksesta	64
Kuva 3.19	Täyttökäyrät	65
Kuva 3.20	Esimerkki virtaamantasaajilla suoritettusta kokeesta	67
Kuva 3.21	Pyörre-erottimen rakenne	68
Kuva 4.1	Järvenpään viemäriverkosto	70
Kuva 4.2	Keravan ja Hyrylän viemäriverkosto	73
Kuva 4.3	Vantaan viemäriverkosto	77
Kuva 4.4	Helsingin viemäriverkosto	80
Kuva 6.1	Keravan mittausaseman venturikanava	85
Kuva 6.2	Vantaanjoen vedenpinnan korkeuden ja Viikkiin tulevan jätevesimäärän välinen yhteys	98
Kuva 6.3	Vuorokautisen sademäärän ja Viikkiin tulevan jätevesimäärän välinen yhteys	99
Kuva 6.4	Pohjaveden pinnan korkeuden mittauspisteet	101
Kuva 7.1	Jäteveden määrä- ja laatuvahtelut Keravan mittausasemalla 13.-14.4.1976, mukana Keravan jätevedet	105

Kuva 7.2	Jäteveden laatu- ja määrävaihtelut Suutarilan pumppaamolla 13.-14.4.1976, mukana Keravan ja Vantaan jätevedet (lukuun ottamatta putkilinjaa 466-478)	106
Kuva 7.3	Jäteveden määrä- ja laatuvaihtelut Viikin puhdistamolla 13.-14.4.1976, mukana Keravan, Vantaan ja Helsingin jätevedet	107
Kuva 7.4	Virtaaman vaihtelut eri mittauspisteissä 13.-14.4.1976	108
Kuva 7.5	BHT:n vaihtelut eri mittauspisteissä 13.-14.4.1976	109
Kuva 7.6	Kiintoaineen vaihtelut eri mittauspisteissä 13.-14.4.1976	110
Kuva 8.1	Kalliotunnelin ohjeellinen poikkileikkaus	113
Kuva 8.2	Ali-Keravan — Savion viemäritunnelin varastointikyky vuoden 1976 hypoteettisessa tarkastelussa, tunnelin varastotilavuus 17 000 m ³	114
Kuva 8.3	Ali-Keravan — Savion viemäritunnelin varastointikyky seuraavissa tilanteissa: 1) = pumppaus 450 l/s, vuosi 1979 2) = pumppaus 500 l/s, vuosi 1979 3) = pumppaus 500 l/s, vuosi 1980 4) = pumppaus 500 l/s, vuosi 1982 5) = pumppaus 500 l/s, vuosi 1985	118
Kuva 8.4	Tilanne vuonna 1979 runkoviemärissä Keravalla, Vantaalla ja Helsingissä	119
Kuva 8.5	Tilanne vuonna 1980 runkoviemärissä Keravalla, Vantaalla ja Helsingissä	121
Kuva 8.6	Vantaan virtaamavaihtelut Suutarilan pumppaamolla vuonna 1982	122
Kuva 8.7	Tilanne vuonna 1982 runkoviemärissä Keravalla, Vantaalla ja Helsingissä	123
Kuva 8.8	Tilanne vuonna 1985 runkoviemärissä Keravalla, Vantaalla ja Helsingissä	125
Kuva 12.1	Toimenpidekohteet esittävä kartta	157

TAULUKKOLUETTELO

	sivu
Taulukko 2.1	Kestotekijä virtaaman keston funktiona 11
Taulukko 2.2	Ruotsalaisten kenttäkokeiden tuloksia 28
Taulukko 2.2	Jätevesiviemäreiden minimikaltevuudet 33
Taulukko 2.4	Sadevesiviemäreiden minimikaltevuudet 33
Taulukko 3.1	Tehollinen viive T' hulevesien selkeytysal- lastilavuuden määrittämiseksi 52
Taulukko 3.2	Muunnettu viive T' ylivuotovesien selkeytys- allastilavuuden määrittämiseksi 54
Taulukko 4.1	Järvenpään viemäriverkoston johto-osatiedot 71
Taulukko 4.2	Keravan viemäriverkoston johto-osatiedot 72
Taulukko 4.3	Hyrylän viemäriverkoston johto-osatiedot 74
Taulukko 4.4	Vantaan viemäriverkoston johto-osatiedot 75
Taulukko 4.5	Helsingin viemäriverkoston johto-osatiedot 78
Taulukko 5.1	Nykytilanne ja ennusteet runkoviemärin vai- kutuspäivärajassa 82
Taulukko 6.1	Keskimääräinen jätevesi 83
Taulukko 6.2	Virtaamat Keravalla 86
Taulukko 6.3	Viemäriverkoston laatu Keravalla 87
Taulukko 6.4	Jäteveden oletettu keskimääräinen laatu 87
Taulukko 6.5	Vantaalta Suutarilan pumpptaamolle tuleva jä- tevesimäärä 88
Taulukko 6.6	Viemäriverkoston laatu Vantaalta Suutarilan pump- ptaamolle tulevassa viemäriverkossa 89
Taulukko 6.7	Viemäriverkoston keskimääräinen laatu havainnoi- tusuorokautena ja jäteveden laatu kahdella laskentatavalla 90
Taulukko 6.8	Virtaamat Pukinmäen pumpptaamolla 90
Taulukko 6.9	Viemäriverkoston laatu Pukinmäen pumpptaamolla 93
Taulukko 6.11	Viemäriverkoston laatu Viikin puhdistamolla 94
Taulukko 6.12	Viemäriverkoston keskimääräinen laatu havainnoi- tusuorokautena ja jäteveden oletettu laatu Helsingissä 96
Taulukko 6.13	Vedenpinnan korkeus 100
Taulukko 8.1	Huippuvuorokausivirtaamat 1976 ja 1979 115
Taulukko 8.2	Huippuvuorokausivirtaamat 1979 - 1980 117
Taulukko 8.3	Kapasiteetin riittävyys eri lähtökohtien perusteella 127

Taulukko 8.4	Eri poikkileikkausvuosien lika-ainekuormitukset runkoviemärin alueella	128
Taulukko 8.5	Poikkileikkausvuosien keskimääräiset kuormitukset asukasta kohden	129
Taulukko 8.6	Keravan viemäriverkon putkiosuuksien jako sedimentoitumisluokkiin	131
Taulukko 8.7	Vantaan viemäriverkon putkiosuuksien jako sedimentoitumisluokkiin	131
Taulukko 8.8	Helsingin viemäriverkon putkiosuuksien jako sedimentoitumisluokkiin	132
Taulukko 9.1	100 ha:n suuruisen alueen vaatiman tunnelisysteemin rakentamiskustannukset Ruotsissa vuonna 1970	139
Taulukko 9.2	Sekajärjestelmästä erillisjärjestelmään siirtymisen ja tälle vaihtoehtoisen systeemin kustannuksia Yhdysvalloissa 1974 ja Suomessa 1976	140

TIIVISTELMÄ

1. TUTKIMUSPROJEKTIN TAVOITTEET

Viemärivesien käsittely tapahtuu nykyisin yhä useammin keskitetysti. Pyrkimyksenä on saada jätevedenpuhdistamoiden teho ja kapasiteetti suuremmaksi ja laitosten lukumäärä pienemmäksi. Tällöin viemäröitävät osa-alueet yhdistetään pitkillä runkoviemäreillä, jotka voivat olla putkia, kalliotunneleita tai molempien ratkaisujen yhdistelmiä. Viemäröinti voidaan myös joissakin tapauksissa toteuttaa usean kunnan yhteishankkeena.

Ongelmakokonaisuuden ydinkysymyksiä olemassa olevan viemäriverkoston osalta ovat nykyinen kapasiteetti ja sen riittävyys virtaamien kasvaessa ja uusia alueita verkostoon liitettäessä, verkoston sisäinen varastoimiskyky, mahdollisten tasausjärjestelyiden sijoittaminen verkostoon ja niiden vaikutus virtaamien tasajana, laskeutuvan kiintoaineen aiheuttamat haitat sekä tasauksen vaikutus viemärivereden laatuun.

Tutkimuksen tavoitteita:

- saattaa viemäreiden suunnittelukäytäntöön menetelmä, jonka avulla voidaan ottaa huomioon viiveiden vaikutus mitoittamiseen ja jäteveden laatuun,
- tutkia tasausjärjestelmien merkitystä, mitoitusperusteita sekä niiden vaikutusta viemärivereden laatuun,
- tutkia vuotovesien kuormitusosuuden merkitystä verkoston kapasiteettiin ja jäteveden laatuun,
- tutkia sedimentoitumistapahtuman merkittävyyttä.

2. TUTKIMUKSEN SUORITUS

Mallikohteeksi valittiin olemassa oleva, noin 25 km pitkä runkoviemäri Kerava - Tikkurila - Viikki, joka soveltuu hyvin edellä mainittujen tavoitteiden tarkasteluun.

Tarkastelun alussa on käsitelty sekä tutkimuksessa apuna käytetyn viemäriverkoston simulointimallin SIMU viemärivereden laadun ja sedimentoitumisilmiön laskennan perusteet että kriittistä hankausjännitystä, joka saattaisi olla hyvä vaihtoehto mallin käyttämän laadun ja huuhtoutumislaskennan perusteeksi.

Virtaamien tasaus suoritetaan yleensä verkkoon liittyvillä betoni-altailla, tunneleilla yms. huolimatta siitä, että itse viemäreistä löytyy huomattavaa käyttöön ottamatonta kapasiteettia. Suurin syy viemäreiden koko kapasiteetin hyödyntämättömyyteen padotuselementtien avulla on ollut se, että padotuselementit vaikuttavat usein epäsuotuisasti täyden viemärin jäteveden johtokykyyn. Tässä projektissa on esitetty eri tasausallastyypit ja niiden mitoitus sekä tuloksia ruotsalaisen virtaamantasaajan käytöstä.

Runkoviemärin viemärivereden laadun arviointi on perustunut suoritettuihin kenttämittauksiin.

Virtaamamittaukset on suoritettu viemäriputkissa neljässä kohdassa siten, että mittakepillä on havainnoitu putken täyttöastetta. Mittaustulokset eivät siis edusta kovin suurta tarkkuutta. Viemärivereden laatunäytteet on otettu kahden tunnin välein kertanäytteinä viemärin pohjan ja vedenpinnan tason puolivälistä.

Ennen kuin simulointimallia voidaan käyttää suunnittelussa, on pysyttävä osoittamaan, että se todella kuvaa olemassa olevaa järjestelmää riittävän tarkasti. Termillä kalibrointi ymmärretään prosessia, jossa malli saatetaan toimimaan hyväksyttävällä tarkkuudella. Käytännössä kalibrointi suoritetaan siten, että tutkimusperiodia vastaavan ajon tuloksia verrataan mittaustuloksiin ja lähtöarvoja muutetaan, kunnes mallin antamat tulokset vastaavat todettuja.

Kalibroitua mallia käytettiin koko tutkimuksen perustana siten, että ennusteiden mukaisia ajankohtia analysoitaessa mitattuihin virtaama- ja laatutietoihin lisättiin jätevesimäärän oletettu kasvu, jolloin viemärivereden lika-ainepitoisuudet kasvoivat ajan myötä.

3. TULOKSET

3.1 Yleistä

Virtaamien tasauksen käyttökelpoisuus on aina tapauskohtaista. Mikäli verkoston sisäinen kapasiteetti riittää, viemäriin asennettavat virtaamantasaajat ovat kustannuksiltaan edullisimmat. Jos tämä vaihtoehto on suljettu pois, tasauksen mielekkyys riippuu siitä, päästäänkö rinnakkaisputkia rakentamalla ja puhdistamon toiminta huomioon ottamalla tasausrakenteita edullisempaan vaihtoehtoon. Jos päädytään virtaamien tasaukseen, tasausaltaiden ja viemäritunneleiden keskinäinen edullisuus on tapauskohtaista.

Lumen sulamisaikana vuotovesien määrä nousee jyrkästi ja puhdistamolle tullut viemäriveresimäärä saattaa kaksinkertaistua vuorokaudessa. Puhdistamon puhdistusprosessi ei ehdi lyhyessä ajassa muautua suuriin muutoksiin virtaamien määrissä ja viemärivereden laadussa, minkä vuoksi puhdistusteho laskee.

Viemärin toiminnan kannalta ratkaisevaa ei itse asiassa ole sedimentoituminen vaan laskeutuneen sedimentin huuhtoutuminen. Jos sedimentin huuhtovan virtaaman kesto ei ole riittävä, viemärin pohjalle alkaa kertyä kerrostumia, jotka vuosien mittaan voivat vaikuttaa romahdusmaisesti viemärin kapasiteettiin.

3.2 Mallikohde

Ennusteiden mukaisella kehityksellä ensimmäiset merkit runkoviemärin käymisestä osittain riittämättömäksi saadaan Hyrylän liittymisen jälkeen v. 1976. Keravan jätevesiä ei tällöin vielä tasata lainkaan, minkä vuoksi Helsingissä alkaa esiintyä hieman ennen Silta-

mäen pumpppaamon liittymiskohtaa sijaitsevilla 620 m pitkällä viemäriosuudella (johto 520) ja 530 m pitkällä viemäriosuudella (johto 514) tulvimista (kuvat 4.1...4.4). Tulvan suuruus olisi v. 1978 pahimpana sulamisaikana n. 1 900 m³/vrk.

Järvenpään liittyttyä 1979 runkoviemärin vaikutuspiiriin runkoviemärin kapasiteetti käy riittämättömäksi, vaikka Keravan ja Järvenpään jätevedet viemäritunnelin käyttöönoton jälkeen tulevatkin tasattuina runkoviemäriin. Ennusteiden mukaan vuoden 1980 huippuvirtaamien aikana tulvisivat nytkin johdot 514 ja 520. Tulvinut määrä olisi suuruudeltaan 8 300 m³/vrk (kesto lähes 10 tuntia). Tästä määrästä ei 3 100 m³:ä voitaisi tasata vuorokauden sisällä.

Vuoden 1985 ennustetussa tilanteessa tulvivien johto-osuuksien pituus on 1 840 m. Vantaalla kapasiteetti ei riitä johdoissa 352, 358 ja 408. Jos näille rakennettaisiin rinnakkaisyhteydet, tulvia esiintyisi viidellä muulla johto-osuudella, joten uusia rinnakkaisyhteyksiä tarvittaisiin koko runkoviemäriin yhteensä 3 960 m. Helsingissä siis tulvivat edelleen johdot 514 ja 520. Tulvan suuruudeksi muodostuisi koko runkoviemärissä yhteensä yli 21 000 m³/vrk.

Virtaamahuiput voidaan tasata vuorokauden sisällä vuoteen 1979 saakka rakentamalla johdon 514 eteen tasausallas. Tämän jälkeen tarvitaan vuorokautta pitempi tasausaika. Runkoviemärin tehokkuuden kannalta ratkaisevaksi ei näin ollen tulekaan nykyisen kapasiteetin tehokkaampi hyväksikäyttö vaan sen lisääminen. Tosin rinnakkaisyhteyden rakentaminen johdoille 514 ja 520 (1-150 m) ei riitä kuin vuoteen 1980 asti, sillä 1981 alkaa jo esiintyä tulvimista yläpuolisessa Vantaan verkostossa. Rinnakkaisputki on tasausallasta tehokkaampi ja halvempi ratkaisu.

Tasausjärjestelmillä ei siis saavuteta mallikohteessa merkittävää hyötyä, koska kapasiteetin riittämättömyys on suurin ongelma. Rinnakkaisputken rakentaminen johdoille 514 ja 520 tuntuu mielekkäältä ratkaisulta. Tämän jälkeen kapasiteetti käy riittämättömäksi jo useasta kohdasta, joten jatkuva uusien rinnakkaisjohtojen rakentaminen tulisi välttämättömäksi.

Jätevesiviemäreiden mitoituksessa vuotovesimääräksi oletetaan yleensä 100 % jätevesimäärästä. Runkoviemärin vaikutusalueella saatiin tähän verrattuna moninkertaisia vuorovesimääriä. Vaikka vuotovesiä oli vähiten runkoviemärin Helsingin puoleisessa osassa, silti Viikissäkin voitiin keväällä 1976 mitata runsaan kolmen viikon jakso, jolloin vuotovesien määrä oli yli 150 % jätevesimäärästä. Runkoviemärin kapasiteetin riittävyyttä ei näin ollen rajoita niinkään jätevesimäärien kasvu tai vaihtelut kuin runsaat vuotovedet.

Runkoviemäriprojektissa pyrittiin alun perin saamaan vähintään neljä kaksi päivää kestävää näytteenottosarjaa tunti näytteenottovälinä (puoli tuntia virtaamamittauksissa), jolloin olisi saatu kaksi sarjaa vuotovesiajankohdasta sekä kaksi muuta kuivasta kaudesta. Tällöin tutkimukseen olisi voitu sisällyttää jätevesivirtaaman laatumuutokset. Jos rinnakkaiset näytteenottosarjat olisivat olleet keskenään ristiriitaisia, uudet näytteenottosarjat olisivat olleet välttämättömiä. Tällaiset näytteenottosarjat riittävän monesta pisteestä otettuina muodostavat vasta minimaalisen lähtöaineiston jätevesiviemäristön luotettavaksi tutkimiseksi.

Jäteveden mahdollista anaerobiseen tilaan joutumista ei rahoitusresurssien johdosta voitu sisällyttää tähän tutkimukseen. Tutkiminen olisi edellyttänyt kuivan kauden näytteenottoa.

Nykyisen runkoviemärin eniten sedimentteja keräävät johto-osuudet eivät ole jatkuvasti itsestäänpuhdistuvia. Runsaiden vuotokohtien vuoksi näihin tulee soveltaa seka- ja hulevesiviemäreille sopivaa kriittistä hankausjännitystä, joka lienee $\tau = 4 \text{ N/m}^2$. Pienimmän kaltevuuden omaavissa johto-osuuksissa ei tämän arvon tuottavaa virtaamaa saavuteta kuivana kautena (4...6 kk) kertaakaan edes huippuvirtaamien aikana 10 %:n kestosta puhumattakaan. Tämän vuoksi pohjalle iskostuu kerrostumia, jotka vuosien mittaan heikentävät merkittävästi tällaisten johto-osuuksien vedenjohtokykyä.

Sedimentoituminen kullakin johto-osuudella riippuu putkien kalte-

vuudesta, halkaisijasta, karkeudesta ja viemäriveresivirtaamasta. Keravan, Vantaan ja Helsingin viemäriverkostoissa tapahtuvaa kiintoaineen laskeutumista tutkittiin siten, että kunkin osa-alueen johto-osat jaettiin neljään sedimentoitumisluokkaan. Luokat on muodostettu vertaamalla kunkin johto-osuuden sedimentoitumista saman osa-alueen keskimääräiseen sedimentoitumiseen. Saadut arvot perustuvat simulointimallin laskemaan kuivana kautena tapahtuvaan laskeutumiseen.

ENGLISH SUMMARY

1. AIMS OF THE STUDY

Today the centralized treatment of sewage waters is becoming more and more common. The object is to increase the efficiency and the capacity of treatment plants and to decrease their number. For this purpose, separate areas to be served by sewers are linked by long main sewers, which may consist of pipes, rock tunnels or of combinations of both of these. In some cases, sewerages may also be constructed as joint projects of several communes.

For the part of existing sewerages, central questions within the entirety of problems are the present capacity and its sufficiency as discharges grow and new areas are connected to networks, the internal storage capacity of networks, the placing of possible detention arrangements within networks and their balancing effects on discharges, the disturbances caused by sedimentating solid substances and the influence of detention on the quality of sewage water.

The aims of the study are:

- to bring into the planning practice of sewers a method that makes it possible to take into consideration the effect of delays on dimensioning and on the quality of waste water,
- to examine the meaning, the bases of dimensioning and the profitableness of detention systems, and their influence on the quality of sewage water,
- to examine the meaning of the share of load of storm waters on the capacity of a network and on the quality of waste water,
- to examine the significance of the sedimentation process.

2. PERFORMANCE OF THE STUDY

The existing main sewer of Kerava - Tikkurila - Viikki, about 25 km in length and well suited for the examination of the above-

mentioned goals, was selected as model object.

First the bases for the calculation of the quality of sewage water and of the sedimentation process within the SIMU simulation model for sewerages, which was used in the study, and the critical rubbing stress have been discussed. This critical rubbing stress could be a good alternative for the base of calculation of the abovementioned items in the model.

The balancing of discharges is generally arranged by concrete basins, tunnels etc connected to networks, despite the fact that considerable unused capacity exists within the sewers themselves. The main reason for the whole capacity of sewers being unused has been the fact that detention elements often have an unfavorable effect on the capacity of a full sewer. In this study the different types of detention basins and their dimensioning have been presented, together with results obtained with a Swedish discharge balancer.

The rating of the quality of water in the main sewer was based on performed field measurements. The measurements of discharge were performed at four spots in sewers and consisted of observing the degree of fillment by a measuring rod. Thus the results are not a very precise nature. Quality samples of sewage water were taken as single samples every two hours from the level in the middle between the bottom of sewer and the surface of water.

Before a simulation model can be applied in planning, it must be proved that it really represents the system in question with a sufficient exactness. The term calibration stands for the process of bringing a model to function with an acceptable precision. In practice, calibration is done by comparing the results of a run with the results of measurements, and by altering initial values until the model gives values that conform to the observed ones.

The calibrated model was used as the basis of the whole study by

adding the expected growth of waste water amount to the measured data of discharge and quality when analyzing future situations according to forecasts. Thus the dirt contents of sewage waters also increased with time.

3. RESULTS

3.1 General

The applicability of the balancing of discharges always depends on the case. If the internal capacity of the network is sufficient, discharge balancers installed in sewers are the most profitable in respect of costs. If this alternative is excluded, the reasonableness of balancing depends on whether the construction of parallel pipes, together with considering the functioning of the treatment plant in question, may lead to a more profitable alternative. If the balancing of discharges is selected, the relative profitableness of detention basins and sewer tunnels in relation to the other again depends on the case.

During the melting of snow the amount of storm waters grows steeply and treatment plants may experience a doubling of inflowing sewage water within 24 hours. The purification process of a plant is not able to adapt in short time to great changes in the amounts of discharges and in the quality of sewage water, which leads to decreased efficiency of treatment.

For the functioning of a sewer, the decisive factor is in fact not sedimentation, but the flushing away of fallen sediment. If the duration of such a discharge that is able to flush the sediment in question is not sufficient, layers of sediment start gathering on the bottom of the sewer and may, in the course of years, have a disastrous effect on the capacity of the sewer.

3.2 Model object

Based on the development as determined by forecasts, the first signs of partial inadequacy of the main sewer appear after the joining of Hyrylä in 1976. At this time, the waste waters of Kerava are not yet balanced at all, which causes appearing of overflow in Helsinki, in sewer sections 520 (620 m) and 514 (530 m) right before the junction point of the Siltamäki pumping station (figures 4.1...4.4). In 1978 the amount of overflow during the heaviest melting time would be approximately 1 900 m³ a day.

After Järvenpää has joined the main sewer in 1979, its capacity will no longer be sufficient, despite that the waste waters of Kerava and Järvenpää, after the taking into use of a sewer tunnel, are balanced before entering the main sewer. According to forecasts, even now overflow would occur in the pipes 514 and 520 during peak discharges in 1980.

The overflow would amount to 8 300 m³ a day (duration almost 10 hours). Of this amount, 3 100 m³ could not be balanced within 24 hours.

In the forecast situation of 1985 the length of pipe sections with overflow amounts to 1 840 m. In Vantaa the capacity is not sufficient in pipes 352, 358 and 408. If parallel connections were constructed for these, overflow would occur in five other pipe sections: thus the need of new parallel connections for all the main sewer would amount to 3 960 m. In Helsinki, the pipes 514 and 520 would again experience overflow. The amount of overflow in the whole main sewer would in all amount to more than 21 000 m³ a day.

By the construction of a detention basin before the pipe 514, discharge peaks may be handled within 24 hours up to 1979. After this, more than 24 hours is needed for peaks. Thus the efficiency

of the main sewer does not depend on the more efficient utilization of the present capacity, but on the increase of the same. However, the construction of a parallel connection to the pipes 514 and 520 (1 150 m) is only sufficient until 1980, due to the fact that in 1981 overflow appears in the Vantaa network above this. A parallel pipe is more efficient and cheaper than a detention basin.

Thus detention arrangements are not particularly advantageous in the model object, because the inadequacy of capacity is the greatest problem. The construction of a parallel pipe for the sections 514 and 520 seems a reasonable solution. After this the capacity becomes insufficient at several points, which means that new parallel connections must be constructed continuously.

In the dimensioning of waste water sewers the amount of storm waters is generally assumed as 100 % of the amount of waste water. Within the area of influence of the main sewer, observed amounts of storm waters were at times even multiple as compared to this. Though the amount of storm waters was least in the part of the sewer facing Helsinki, even in Viikki a period of over three weeks could be observed in the spring of 1976, when storm waters amounted to more than 150 % of the amount of waste waters. Thus the adequacy of the capacity of the main sewer is not limited really by the increase of waste water amounts or by their fluctuations, but by abundant storm waters.

Originally the aim of sampling was to take at least four series of samples with a duration of two days and with a sampling interval of one hour (half an hour at discharge measurements), which would have given two series at the time of storm waters and two other from the dry period. This would also have made it possible to include the quality changes of waste water discharge in the study. If parallel sample series had been inconsistent, new series of samples would have been necessary. Only this kind of sampling series form a minimum base material for reliable exami-

nation of sewerages.

Due to financial resources, it was not possible to include the examination of the possible getting into anaerobic state of sewage water. This would have required sampling during the dry period.

Those pipe sections of the present main sewer that gather most sediments are not continuously self-cleaning. Due to many leakage points, the critical rubbing stress suited for combined and storm water sewers, approximately $\tau = 4 \text{ N/m}^2$, must be applied to these. In the pipe sections with the least slope, such discharges that would produce this value do not occur at all during the dry season (4-6 months), not even during peak discharges, to say nothing about the duration of 10 %. Due to this, layers of sediment stick fast on the bottom and in the course of years considerably decrease the capacity of such pipe sections.

Sedimentation depends on the slope of each pipe section, the diameter and roughness of pipes and on the sewage water discharge. The sedimentation that occurs in the sewerages of Kerava, Vantaa and Helsinki was examined by dividing the pipe sections of each zone into four sedimentation classes. The classes were formed by comparing the sedimentation of each pipe section with the average sedimentation of the same zone. The obtained values are based on sedimentation during the dry period as calculated by the simulation model.

1. JOHDANTO

1.1 Yleistä

Viemärivesien käsittely tapahtuu nykyisin yhä useammin keskitetysti. Pyrkimyksenä on saada jätevedenpuhdistamoiden teho ja kapasiteetti suuremmaksi ja laitosten lukumäärä pienemmäksi. Tällöin viemäroitävät osa-alueet yhdistetään pitkillä runkoviemäreillä, jotka voivat olla putkia, kalliotunneleita tai molempien ratkaisujen yhdistelmiä. Viemäröinti saattaa myös joissakin tapauksissa tulla usean kunnan yhteishankkeeksi.

Tällaisten järjestelmien hydraulinen mitoitus muodostuu perinteisillä käsinlaskentamenetelmillä vaikeasti hallittavaksi varsinkin silloin, kun uusia viemäröintialueita liitetään vanhaan viemäri-verkostoon.

Ongelmakokonaisuuden ydinkysymyksiä olemassa olevan viemäriverkoston osalta ovat nykyinen kapasiteetti ja sen riittävyys virtaamien kasvaessa ja uusia alueita verkostoon liitettäessä, verkoston sisäinen varastoimiskyky, mahdollisten tasausjärjestelyiden sijoittaminen verkostoon ja niiden vaikutus virtaamien tasaajana, laskeutuvan kiintoaineen aiheuttamat haitat sekä tasauksen vaikutus jäteveden laatuun.

1.2 Tavoitteet

Tämän tutkimuksen yleisenä tarkoituksena on selvittää edellä mainittujen kysymysten merkitystä pitkissä runkoviemäreissä sekä teoreettisesti että mallikohteeseen perustuen.

Tutkimuksen tavoitteita:

- saattaa viemäreiden suunnittelukäytäntöön menetelmä (viemäri-verkoston simulointimalli SIMU /1/, joka perustuu EPAn Storm Water Management Modeliin), jonka avulla voidaan ottaa huo-

mioon viiveiden vaikutus mitoitukseen ja jäteveden laatuun,

- tutkia tasausjärjestelmien merkitystä, mitoitusterusteita ja kannattavuutta sekä niiden vaikutusta jäteveden laatuun,
- tutkia vuotovesien kuormitusosuuden merkitystä verkoston kapasiteettiin ja jäteveden laatuun,
- tutkia sedimentoitumistapahtuman merkittävyyttä.

1.3 Mallikohde

Mallikohteeksi valittiin olemassa oleva, noin 25 km pitkä runkoviemäri Kerava - Tikkurila - Viikki, joka soveltuu hyvin edellä mainittujen tavoitteiden tarkasteluun. Mallikohde on esitetty kuvissa 4.1...4.4.

Runkoviemärissä virtausajat ovat pitkiä ja siihen johdetaan jätevesiä useasta kohdasta. Vuotovesien osuuden on havaittu olevan suuri. Viemäreiden pohjalla on runsaasti sedimenttejä. Lisäksi mallikohteesta oli saatavissa käyttökelpoista lähtötietoaineistoa.

Vuonna 1976 runkoviemäriin liitetään Hyrylä putkiyhteydellä sekä vuoteen 1979 mennessä Järvenpää, jonka jätevedet johdetaan aluksi putkessa Ali-Keravalle ja edelleen tunnelissa Saviolle. Saviolta jätevedet pumpataan olemassa olevaan runkoviemäriin. Tutkimuksessa oli siten mahdollista selvittää tunnelin käyttöä Järvenpään (ja Keravan) jätevesien tasaajana ja tasauksen vaikutusta alapuolisen verkoston kapasiteettiin. Edelleen oli mahdollista selvittää jäteveden laadun muuttumista, tulvimisen suuruutta ja laatua sekä eri tasaustoimien vaikutusta runkoviemärin kapasiteetin lisääjänä.

2. VIEMÄRIVEDEN LAADUN ARVIOINNIN LÄHTÖKOHDAT

Tässä luvussa on käsitelty sekä tutkimuksessa apuna käytetyn viemäriverkoston simulointimallin SIMU viemärivereden laadun ja sedimentoitumisilmiön laskennan perusteet että kriittistä hankausjännitystä, joka saattaisi olla hyvä vaihtoehto mallin käyttämän laadun ja huuhtoutumislaskennan perusteeksi.

2.1 Simulointimallin laskentaperusteet

2.1.1 Sedimentin huuhtoutuminen ja laskeutuminen

Ohjelma määrittää viemäriverkon kussakin putkessa sedimenttien huuhtoutumisen ja laskeutumisen. Kun verkostoon tuleva kiinto-ainemäärä ja jäteveden laatu on annettu, kullakin aika-askeleella DT halkaisijaltaan d :n kokoiset parikkelit huuhtoutuvat kussakin putkessa keskimääräisellä virtausnopeudella v , joka voidaan määrittää kaavasta

$$v = \frac{1}{n} R^{1/6} \sqrt{k(S_s - 1)d} \quad (1)$$

n = Manningin karkeuskerroin (yl. 0,013)

R = hydraulinen säde (m)

I = putken vesijuoksun kaltevuus

k = tiettyä sedimenttiä kuvaava Shieldin vakio

S_s = partikkelin ominaispaino (kg/dm^3)

d = partikkelin halkaisija (m)

Kun v :lle käytetään Manningin kaavaa, saadaan

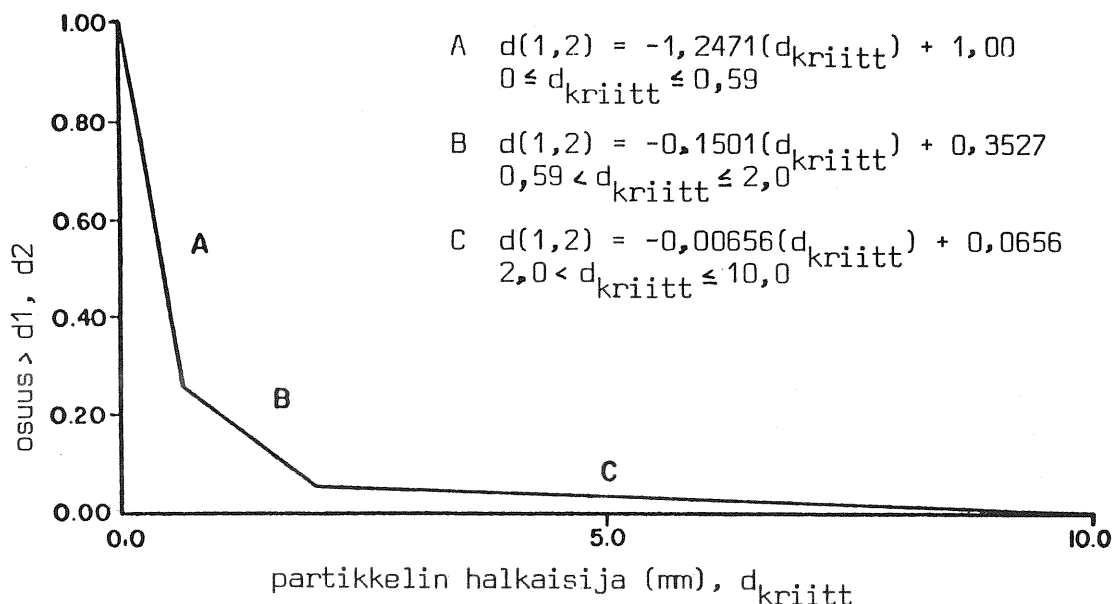
$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (2)$$

Merkitsemällä yhtälöiden (1) ja (2) oikeat puolet yhtä suuriksi ja ratkaisemalla d saadaan:

$$d = \frac{RI}{k(S_s - 1)} \quad (3)$$

Edellä olevalla kaavalla ratkaistaan se partikkelikoko (d), joka vastaa viemäriputken virtausnopeutta. Kun jossakin verkoston elementissä virtausnopeus on v , tätä vastaava partikkelikoko (d_{kriitt}) jakaa laskeutuvat ja huuhtoutuvat partikkelit. Jos merkitään partikkelin halkaisijaa d_p , niin ne partikkelit laskeutuvat tai jäävät viemäriin pohjalle, joiden $d_p \geq d_{\text{kriitt}}$. Partikkelit joiden $d_p < d_{\text{kriitt}}$, huuhtoutuvat.

Viemäriputken sedimenttien ominaisuudet määritetään seulontakäyrästä. Käytetty käyrä (kuva 1) on saatu viitteestä /2/. Seulontakäyrä esittää tyypillisen viemärisedimentin koostumusta USA:ssa. Jos paikallisia seulontakäyrätuloksia on saatavilla, niitä tulisi luonnollisesti käyttää.



Kuva 2.1. Viemärisedimentin seulontakäyrä /2/.

Ohjelmassa on käytetty ominaispainolle arvoa $S_s = 2,7$ ja Shieldin vakiolle arvoa $k = 0,056$.

Kiintoaineen laskeva ohjelma /3/

Askel 1: Lasketaan kunkin putken keskimääräinen virtausnopeus v

Askel 2: Lasketaan hydraulinen säde R

Askel 3: Määritetään d_{kriitt}

Askel 4: Määritetään d_1 ja d_2 kuvan 2.1 mukaisesti

Askel 5: Lasketaan huuhtoutuminen ja sedimentoituminen seuraavilla kaavoilla:

$$m_{sed}(M) = m_{sed}(M) + d_2(kok1 + kok2 + kok3) DT \quad (4)$$

$$C_{lika}(M, 1, 2, 2) = \frac{[(1 - d_2)(kok1 + kok2 + kok3)]}{(1 - d_1) m_{sed}(M) / VOL2} / QI(M) + \quad (5)$$

$$m_{sed}(M) = (d_1) m_{sed}(M)$$

jossa

$m_{sed}(M)$ = elementissä M laskeutuneen sedimentin määrä

$kok1$ = yläpuolisista elementeistä tuleva kiintoaineen virtaus

$kok2$ = jäteveden kiintoaineen virtaus

($kok3$ = pintavalunnan kiintoaineen virtaus)

$C_{lika}(M, N, 0, IP)$ = lika-aineen IP konsentraatio

d_1, d_2 = se osa sedimentistä, jonka partikkelikoko on suurempi tai yhtä suuri kuin d_{kriitt} (läpäisyprosentti)

$QI(M)$ = elementtiin M tuleva virtaus

$VOL2$ = kunkin elementin jäteveden senhetkinen määrä

n = viemärielementin $n:o$

N = viemärin yläpää = 1
viemärin alapää = 2

0 = edellinen aika-askel = 1
nykyinen aika-askel = 2

IP = lika-aine (BHT = 1, SS = 2, kolit = 3, LH = 4)

Askel 6: Käytä yhtälöä 7 kuljetuksen laskemiseen

2.1.2 Laadun laskenta

Laskennan lähtökohtina ovat massatasapainon säilyminen ja oletamus, että hapetus- ja pelkistysreaktiot ovat ensimmäistä kertaluokkaa. Lisäksi oletetaan, että virtauksen sekoittuminen kussakin putkessa on välitön ja täydellinen /1/.

Massan yleinen jatkuvuusyhtälö on:

$$\left(\begin{array}{l} \text{massan mää-} \\ \text{rä putkessa} \\ \text{uudella ai-} \\ \text{ka-aske-} \\ \text{leella} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{l} \text{massan mää-} \\ \text{rä putkessa} \\ \text{vanhalla} \\ \text{aika-aske-} \\ \text{leella} \end{array} \right) + \left(\begin{array}{l} \text{tulevan} \\ \text{massan} \\ \text{määrä} \end{array} \right) - \left(\begin{array}{l} \text{lähtevän} \\ \text{massan} \\ \text{määrä} \end{array} \right) + \left(\begin{array}{l} \text{hajoavan} \\ \text{tai syn-} \\ \text{tyvän} \\ \text{massan} \\ \text{määrä} \end{array} \right) + \left(\begin{array}{l} \text{kaivojen} \\ \text{ym.väli-} \\ \text{tyksellä} \\ \text{tuleva t.} \\ \text{lähtevä} \\ \text{massa} \end{array} \right) \quad (6)$$

Yhtälöä (6) vastaavat merkinnät:

- C = konsentraatio elementissä
 \bar{V} = tilavuus elementissä
 n = aika-askel
 A = poikkileikkausala
 L = johdon pituus
 D_1 = massan hajoamisnopeus
 D_2 = massan muodostumisnopeus
 S = hapen kyllästysarvo
 Δt = aika-askel

Yhtälö (6) voidaan kyseisin merkinnöin kirjoittaa muotoon:

$$\begin{aligned} (C\bar{V})_{n+1} = (C\bar{V})_n &+ \frac{(C_{in}\bar{V}_{in})_n + (C_{in}\bar{V}_{in})_{n+1}}{2} - \frac{(C_{out}\bar{V}_{out})_n + (C_{out}\bar{V}_{out})_{n+1}}{2} \\ &- \Delta t D_1 \frac{(C\bar{V})_n + (C\bar{V})_{n+1}}{2} + \Delta t D_2 \frac{(S-C_n)\bar{V}_n + (S-C_{n+1})\bar{V}_{n+1}}{2} \end{aligned} \quad (7)$$

Kun oletetaan täydellinen sekoittuminen, niin

$$(C_{out})_{n+1} = C_{n+1} \text{ ja } (C_{out})_n = C_n \quad (8)$$

Sijoittamalla yhtälö (8) yhtälöön (7) saadaan:

$$\begin{aligned} C_{n+1}\bar{V}_{n+1} = C_n\bar{V}_n &+ \frac{1}{2} (C_{in})_n (\bar{V}_{in})_n + \frac{1}{2} (C_{in})_{n+1} (\bar{V}_{in})_{n+1} - \frac{1}{2} C_n (\bar{V}_{out})_n \\ &- \frac{1}{2} C_{n+1} (\bar{V}_{out})_{n+1} - \frac{1}{2} \Delta t D_1 C_n \bar{V}_n - \frac{1}{2} \Delta t D_1 C_{n+1} \bar{V}_{n+1} \\ &+ \frac{1}{2} \Delta t D_2 S \bar{V}_n - \frac{1}{2} \Delta t D_2 C_n \bar{V}_n + \frac{1}{2} \Delta t D_2 S \bar{V}_{n+1} - \frac{1}{2} \Delta t D_2 C_{n+1} \bar{V}_{n+1} \end{aligned} \quad (9)$$

Yhdistämällä C_{n+1} ja C_n termit saadaan:

$$C_{n+1} \left[\bar{V}_{n+1} + \frac{(\bar{V}_{out})_{n+1}}{2} + \Delta t D_1 \frac{\bar{V}_{n+1}}{2} + \Delta t D_2 \frac{\bar{V}_{n+1}}{2} \right] =$$

$$C_n \left[\bar{V}_n - \frac{(\bar{V}_{out})_n}{2} - \Delta t D_1 \frac{\bar{V}_n}{2} - \Delta t D_2 \frac{\bar{V}_n}{2} \right] +$$

$$\frac{(C_{in} \bar{V}_{in})_n + (C_{in} \bar{V}_{in})_{n+1}}{2} + \Delta t D_2 S \frac{\bar{V}_n + \bar{V}_{n+1}}{2} \quad (10)$$

Merkitsemällä

$$\frac{(\bar{V}_{out})_{n+1}}{\Delta t} = (Q_{out})_{n+1} \quad \text{ja} \quad \frac{(\bar{V}_{out})_n}{\Delta t} = (Q_{out})_n \quad (11)$$

sekä kertomalla yhtälön (19) molemmat puolet $2/\Delta t$:llä

$$C_{n+1} \left[\bar{V}_{n+1} (2/\Delta t + D_1 + D_2) + (Q_{out})_{n+1} \right] =$$

$$C_n \left[\bar{V}_n (2/\Delta t - D_1 - D_2) - (Q_{out})_n \right] +$$

$$\frac{(C_{in} \bar{V}_{in})_n}{\Delta t} + \frac{(C_{in} \bar{V}_{in})_{n+1}}{\Delta t} + D_2 S (\bar{V}_n + \bar{V}_{n+1}) \quad (12)$$

Kun C_{n+1} ratkaistaan, saadaan:

$$C_{n+1} = \left\{ C_n \left[\bar{V}_n \left(\frac{2}{\Delta t} - (D_1 + D_2) \right) - (Q_{out})_n \right] + (C_{in} \bar{V}_{in})_n + \right.$$

$$\left. \frac{(C_{in} \bar{V}_{in})_{n+1} + D_2 S (\bar{V}_n + \bar{V}_{n+1})}{\left[\bar{V}_{n+1} \left(\frac{2}{\Delta t} + (D_1 + D_2) \right) + (Q_{out})_{n+1} \right]} \right\} \quad (13)$$

Yhtälö (13) muokataan yhtälön (14) muotoon seuraavasti

$$\begin{aligned}
 n &= \text{vanha aika-askel, } 1 \\
 n+1 &= \text{uusi aika-askel, } 2 \\
 j &= \text{elementin M virtauksen tulosuunnan piste, } 1 \\
 j+1 &= \text{elementin M virtauksen menosuunnan piste, } 2 \\
 VOL\ 1 &= \text{sekoittumistilavuus, } \bar{V}_n \\
 VOL\ 2 &= \text{sekoittumistilavuus, } \bar{V}_{n+1} \\
 DT &= \Delta t \\
 CPOLL &= C \\
 CPOLL(n,2,1) &= \text{tietyn lika-aineen konsentraatio elementissä M,} \\
 &\quad \text{virtauksen menosuunnan piste ja vanha aika-askel} \\
 CPOLL(M,2,2) &= \left\{ CPOLL(M,+,1) \left[VOL1 \left(\frac{2}{DT} - (D_1 + D_2) \right) - Q(M,2,1) \right] + \right. \\
 &\quad D_2(S)(VOL1 + VOL2) + CPOLL(M,1,1)Q(M,1,1) + \\
 &\quad \left. CPOLL(M,2,1)Q(M,1,2) \right\} / \left[VOL2 \left(\frac{2}{DT} + (D_1 + D_2) \right) + Q(M,2,2) \right] \quad (14)
 \end{aligned}$$

Kaavan (14) avulla lasketaan esim. kiintoaineen ja biokemiallisen hapenkulutuksen konsentraatio jokaisessa putkessa kunakin ajanhetkenä.

Kuljetusmallin johtoja koskevat oletukset, kun L = pituus ja A = poikkileikkauksen ala

$$VOL1 = L \frac{(A_{j,n} + A_{j+1,n})}{2} \quad VOL2 = L \frac{(A_{j,n+1} + A_{j+1,n+1})}{2} \quad (15)$$

2.2 Vaihtoehto mallin sedimentoitumisen laskennalle ja sen perusteet; viemäreiden itsepuhdistuminen

Kohdassa 2.1.1 on esitetty viemäriverkoston simulointimallin käyttämä virtaaman miniminopeuteen perustuva laskentamenetelmä, jolla määritetään putken pohjalle laskeutuvan sedimentin huuhtoutuminen. Tämä laskentaperuste on osoittautunut monissa yhteyksissä epätarpeeksi. Tässä kohdassa on käsitelty viemäreiden itsepuhdistumista

yleensä ja kriittistä hankausjännitystä erityisesti, sillä miniminopeuskriteerin korvaaminen hankausjännityskriteerillä saattaa ratkaisevasti parantaa mallin huuhtoutumisen laskennan luotettavuutta. Itsepuhdistumis- ja hankausjännitystarkastelu perustuu pääosiltaan lähteeseen /4/.

2.2.1 Yleistä

Viemäreiden mitoituksessa otetaan huomioon sekä suurin virtaama viemärin käyttöaikana että vaatimus itsepuhdistumisesta.

Viemärin halkaisijan valinta perustuu käyttöiän suurimpaan virtaamaan. Jos kuitenkin hiekka ja liete kerrostuvat viemärin pohjalle, kapasiteetti pienenee ja käyttöhäiriöitä saattaa esiintyä. Tästä syystä itsepuhdistumista on pidettävä yhtenä mitoituskriteerinä.

Vaatimus itsepuhdistumisesta on aiemmin liitetty riittävään virtausnopeuteen, joka esim. jätevesiviemäreille on ollut 0,4...0,6 m/s lähteestä riippuen. Yhteistä kaikille arvoille on kuitenkin ollut niiden riippumattomuus viemärin halkaisijasta. Lisäksi itsepuhdistumista ajatellen minimikaltevuudet ovat pienentyneet putkikoon kasvaessa.

Itsepuhdistuminen voidaan liittää myös veden virtauksesta aiheutuvaan putken pohjalla vaikuttavaan hankausjännitykseen. Uusimpien tulosten perusteella hankausjännityksen soveltamista pidetään realistisimpana lähtökohtana itsepuhdistumista tutkittaessa. Kuitenkaan vielä ei ole kyetty ratkaisemaan, mitä hankausjännityksen arvoa eri tilanteissa käytetään.

Viemäreiden itsepuhdistumisessa on vaikuttamassa monia vaikeasti määritettäviä tekijöitä, yhtenä ja ehkä merkittävimpana virtaama ja sen vaihtelut. Jätevesiviemäreiden mitoituksessa käytetään lähtökohtana kauas tulevaisuuteen ulottuvia enemmän tai vähemmän epä-tarkkoja vedenkulutusennusteita. Itsepuhdistumisessa mitoitus perustuu käyttöiän pienimpään ennustettuun vedenkulutukseen, ja se

tavallisesti sattuu viemärin käyttöajan alkuun. Vedenkulutus kasvaa yleensä ajan mukana, mikä takaa itsepuhdistuskyvyn säilymisen.

Viemärivereden koostumus vaikuttaa viemäreiden pohjakerrostumien muodostumisriskiin. Sadevesiviemäreissä esiintyy pääasiassa epäorgaanista ainetta, lähinnä hiekkaa, mutta hiekan raekoko voi vaihdella suuresti. Lisäksi saattaa esiintyä orgaanista ainetta. Jätevesiviemäreissä ei asumajäteveden laatu yleensä suuresti vaihtele, mutta esim. keskusta- ja teollisuusjätevedet voivat poiketa tästä suuresti orgaanisen ja epäorgaanisen aineen suhteen.

2.2.2 Jätevesivirtaaman vaihtelut

Kun jätevesiviemärit mitoitetaan itsepuhdistumisen perusteella, virtaaman oletetaan kerran vuorokaudessa olevan niin suuri, että laskeutuneet epäpuhtaudet huuhtoutuvat pois. Mitoitusvirtaamana voidaan pitää minimivuorokauden maksimituntia. Tämän sijaan voidaan käyttää myös keskimääräisen vuorokauden keskimääräistä tuntivirtaamaa, jos liittyjien määrä on suuri.

Millon (1967, 1968) on teoreettisin ja kokeellisin perustein määrittänyt viemäreiden virtaamavaihteluita pienelle liittyjämäärälle. Viemärin tietyn pisteen vuorokautinen keskivirtaama q_{kesk} ja saman pisteen vastaavan ajan suurimman virtaaman q_{max} välinen yhteys voidaan esittää kaavalla (16):

$$q_{\text{max}} = k q_{\text{kesk}} \quad (16)$$

jossa k on tiettyä virtaaman kestoa vastaava virtaustekijä.

Millonin mukaan k :lle pätee:

$$k = 1 + \alpha \sqrt{\frac{q}{q_{\text{kesk}}}} \quad (17)$$

jossa

q = yhtä keskimääräistä liittyjäyksikköä (esim. taloutta) kohti laskettu virtaama tehokkaana huuhtoutumisaikana (t_s sinä aikana, jolloin virtaama aiheuttaa laskeutuneen aineen huuht-

toutumista)

α = kestotekijä, joka saadaan taulukosta 2.1

Taulukko 2.1. Kestotekijä virtaaman keston funktiona /4/.

q kesto %	α
0,1	3,10
1	2,32
2	2,05
5	1,64
10	1,28

Millon on teoreettisesti todennut todennäköisyyden sille, että samanaikaisesti huuhtoutumista aiheuttavien yksiköiden määrä on yhtä suuri tai suurempi kuin jokin tietty määrä, noudattavan Poissonin jakaumaa. Tämä voidaan riittävällä tarkkuudella korvata normaali-jakaumalla silloin, kun niiden yksiköiden määrä, jotka todennäköisimmin aiheuttavat samanaikaista huuhtoutumista, on suurempi kuin 6. Kaavan yleinen voimassaolo on vahvistettu käytännön kokein.

Yhtälö (17) voidaan kirjoittaa myös seuraavasti:

$$k = 1 + \alpha \sqrt{\frac{T}{t}} \sqrt{\frac{1}{N}} \quad (18)$$

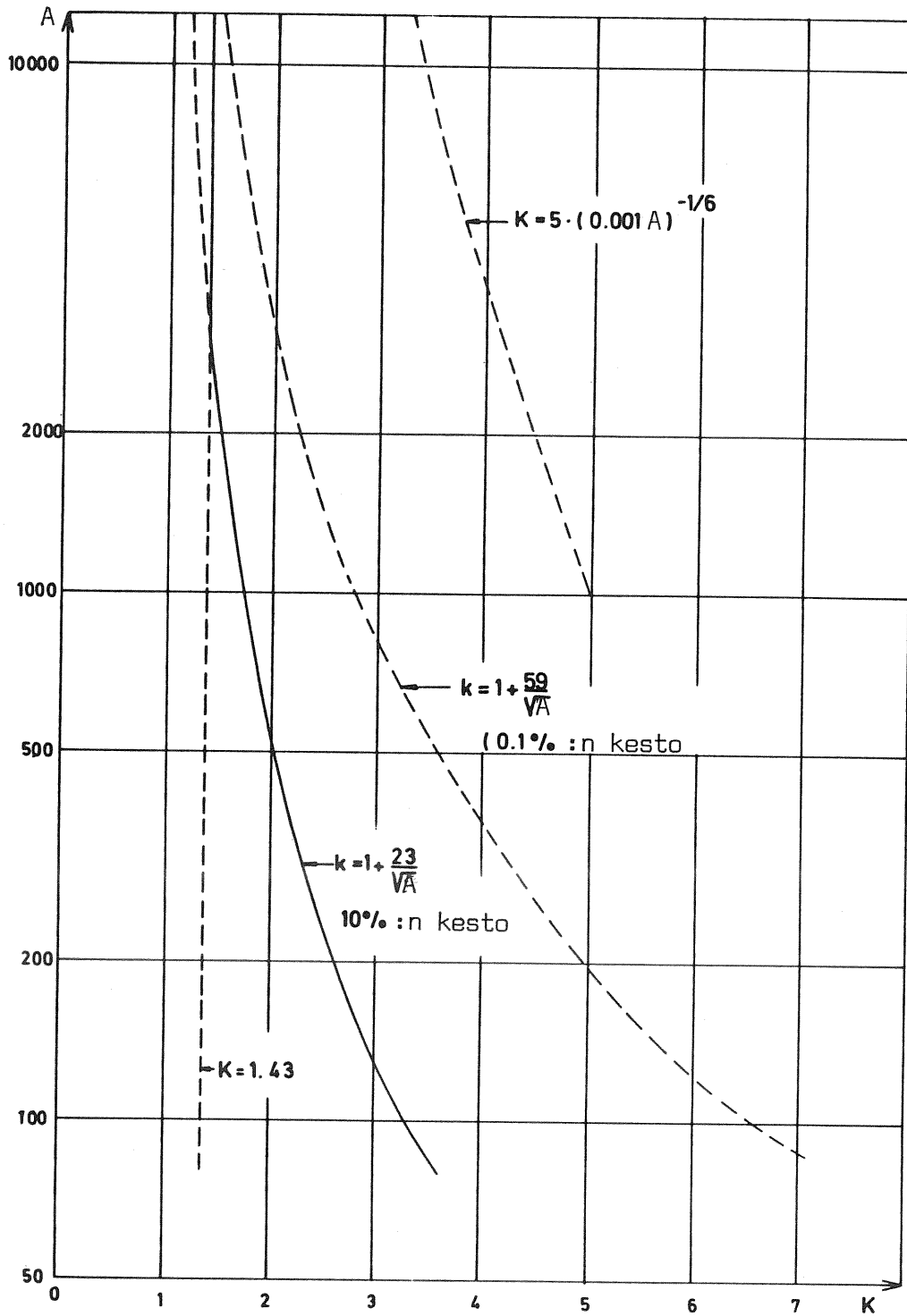
jossa

T = tarkasteltava jakso (24 tuntia)

t = jakson tehokas yhteen laskettu aika, jolloin keskimääräinen liittyjäyksikkö aiheuttaa huuhtomista

N = liittyjäyksiköiden kokonaismäärä

Ruotsissa ja Ranskassa pidetään itsepuhdistusta laskettaessa mitoitettavana virtaamana keskimääräistä virtaamaa, jonka kestoksi on oltettu 50 %. Millon pitää kyseisen kaltaista mitoitusvirtaamaa liian konservatiivisena ja ehdottaa mitoitusvirtaamana käytettäväksi sellaista virtaamaa, joka saavutetaan tai ylitetään 10 %:n kestoilla.



Kuva 2.2. Käyrä virtaustekijän k määrittämiseksi /4/.

Jos t :lle käytetään arvoa 20 min (α on 10 %), saadaan:

$$k = 1 + \frac{10,9}{\sqrt{N}} \quad (19)$$

jossa N on esim. liittyneiden talouksien määrä.

Jos kutakin taloutta kohden on keskimäärin 4,5 asukasta (A), saadaan

$$k = 1 + \frac{23}{\sqrt{A}} \quad (20)$$

Jos arvolle q_{kesk} käytetäänkin minimivuorokauden eikä keskimääräisen vuorokauden keskivirtaamaa, mitoituseseen saadaan lisävarmuutta.

Minimivuorokausitekijä vaihtelee suurehkoilla yhdyskunnilla välillä 0,5...0,9. Minimivuorokausikertoimella 0,7 keskimääräinen vuorokausikulutus on 1,43 x minimivuorokausikulutus. k :n arvo laskee alle 1,43:n, kun liittyneiden talouksien asukasmäärä saavuttaa arvon 3 000. Millon on kokeellisesti vahvistanut laskelmiensa luotettavuuden, kun liittyjämäärä on ollut välillä 80... 3 000 (kuva 2.2).

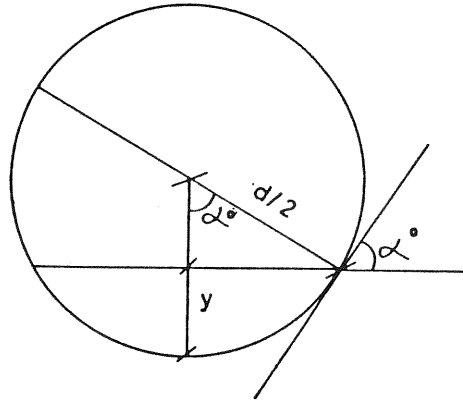
2.2.3 Hankausjännitys putkijohdossa

2.2.3.1 Kerrostumien muodostumisalue

Se putken poikkileikkauksen kohta, jossa tapahtuu kerrostumista, voidaan määritellä seuraavasti:

Kohtisuoraa etäisyyttä putken pohjasta putken seinämän tietyn pisteen kautta kulkevaan vaakatasoon merkitään y :llä (kuva 2.3).

Putken seinämän kaltevuutta vaakatasoon nähden kyseisessä pisteessä merkitään α :lla. Kun putken halkaisija on d , saadaan

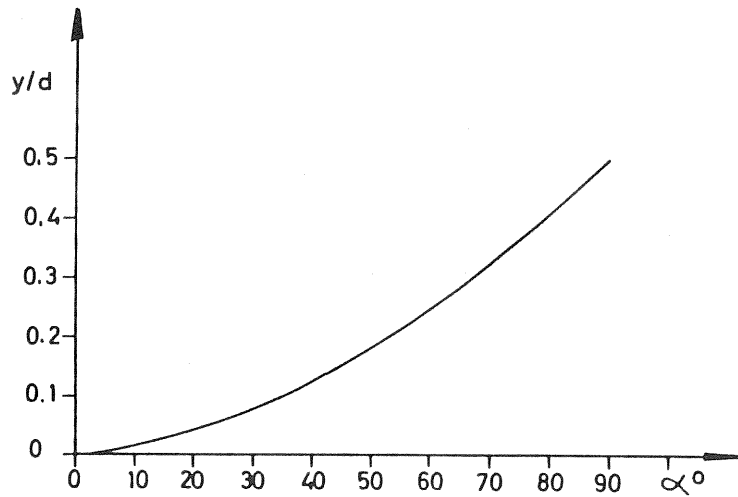


Kuva 2.3. Jätevesiviemärin kerrostumien muodostumisalueen määrittäminen /4/.

$$\cos \alpha = \frac{d/2 - y}{d/2} = 1 - \frac{2y}{d}$$

$$\alpha = \arccos \left(1 - \frac{2y}{d}\right) \quad (21)$$

Yhtälöä 6 kuvaava käyrä on kuvassa 2.4.



Kuva 2.4. Putken kehän tietyn pisteen kaltevuuskulman ja pohjasta määritetyn etäisyyden välinen yhteys /4/.

Jotta tietynkokoiset partikkelit voisivat kerrostua tarkasteltavaan putken seinämän kohtaan, putken seinämän kaltevuuden on kyseisessä kohdassa oltava pienempi kuin partikkeleiden kitkakulma. Lysne (1969) on mitannut 1...3 mm:n hiekkapartikkeleiden kitkakulmia ja päätynyt arvoihin $31...33^{\circ}$. Kokeet on suoritettu seisovassa vedessä. Annetut arvot koskevat sellaista tapausta, jossa hiekkapartikkelit liikkuvat samankokoisten hiekkapartikkeleiden muodostamaa pintaa pitkin. Sileällä pinnalla liikkuvien hiekkapartikkeleiden kitkakulma muodostuu pienemmäksi. Lysne mainitsee myös koheesion esiintymisen; se lisätään normaaliin kitkaan. Koheesion vaikutusta ei voida laskea, mutta otaksuttavasti se vaihtelee voimakkaasti. Suspensioituneille partikkeleille voidaan Lysnen mukaan käyttää kitkakulman arvoa 35° , joka tosin saattaa olla liian alhainen, mutta ainakaan jätevesisunneleiden kalteville sivuille ei kyseisellä arvolla muodostu vaikeita kerrostumia.

Paintel (1972) antaa 0,3...5 mm:n partikkelikokoa vastaaville kitkakulmille arvot $30^{\circ}...35^{\circ}$. Hänkin huomauttaa koheesion voivan voimakkaasti vaikuttaa kitkakulmiin, mutta ehdottaa viemäriputkissa käytettäväksi korkeintaan arvoa 40° .

Kuvasta 2.3 käy ilmi, että se alue, missä kerrostumia voi esiintyä, rajoittuu siihen poikkileikkauksen osaan, jolle pätee $y/d \leq 0,1$ edellyttäen kuitenkin, ettei koheesio vaikuta. Vaikka mitoittava kitkakulma nostettaisiin 45° :een, kerrostumien synnyn kannalta mahdollinen alue ei kasvaisi suuremmaksi kuin suhdetta $y/d \leq 0,15$ vastaavaksi.

2.2.3.2 Hankausjännityksen vaihtelu putkipoikkileikkauksessa

Putkijohdon keskimääräinen hankausjännitys, τ_0 , lasketaan kaavasta

$$\tau_0 = gYRI \quad (22)$$

jossa

g = maan vetovoiman kiihtyvyys

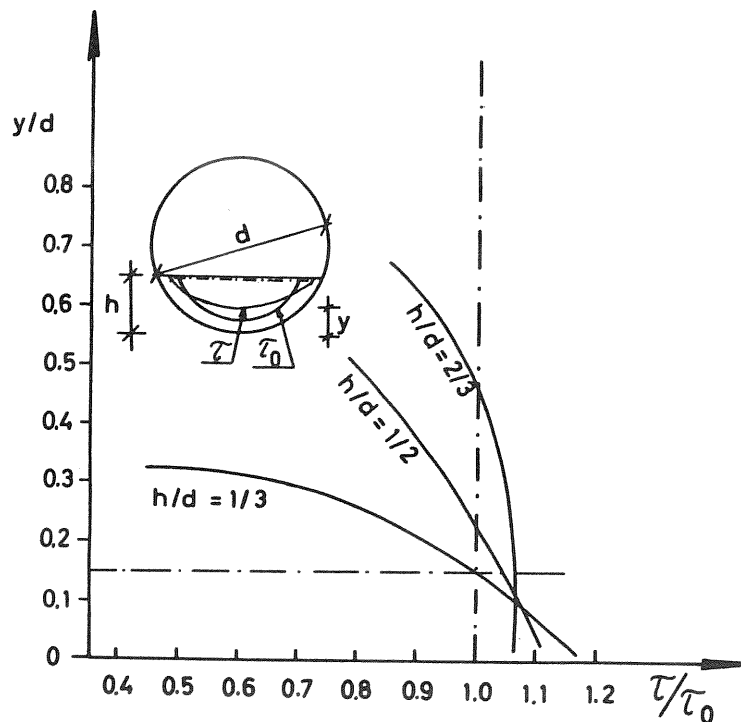
γ = veden tiheys

R = hydraulinen säde = A/p , jossa A = veden täyttämän poikkileikkauksen pinta-ala ja p = märkäpiiri

I = energiaviivan kaltevuus, joka gravitaatioviemäreissä voidaan asettaa yhtä suureksi johdon kaltevuuden kanssa

Kaava (18) pätee niin täysille kuin osittain täytetyillekin putkille. Täyden putken hankausjännitys vastaa keskimääräistä hankausjännitystä koko putkessa, mutta osittain täydessä putkessa sitä vastoin hankausjännitys saa suurimman arvonsa putken pohjalla ja pienimmän arvonsa siinä seinämän kohdassa, joka on vedenpinnantasoon korkeudella.

Ei ole tarkasti tunnettua, kuinka pitkin pohjaa vaikuttava hankausjännitys vaihtelee. Replogle ja Chow (1965) ovat kokeellisesti määrittäneet hankausjännityksen vaihteluita ympyränmuotoisessa putkessa täyttökorkeuksille $h/d = 1/3$, $h/d = 1/2$ ja $h/d = 2/3$. Tuloksia on tulkittu kuvassa 2.5.

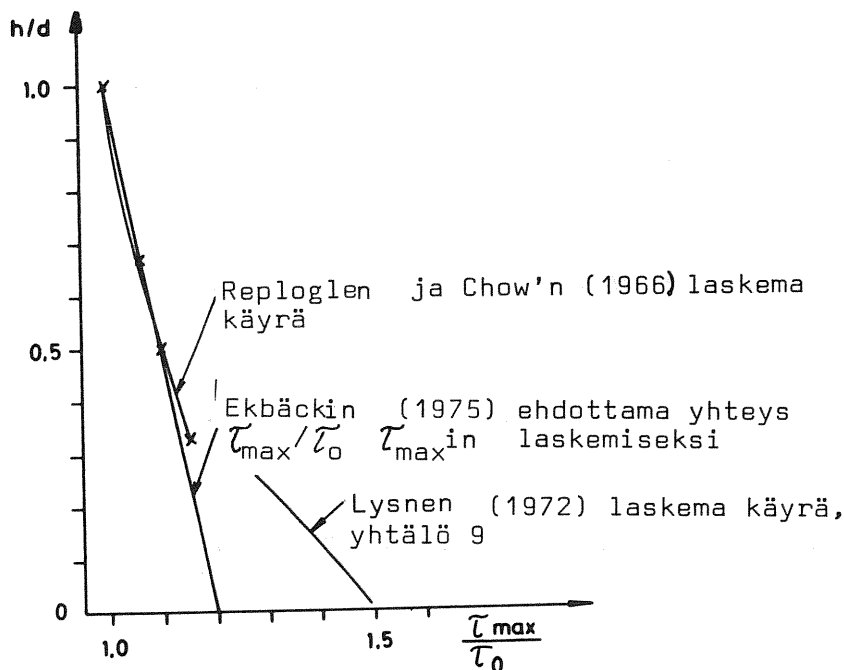


Kuva 2.5. Suhteellinen hankausjännitys täyttökorkeuden funktiona, Reploglen ja Chow'n (1966) mukaan /4/.

Kuvasta näkyy, että hankausjännityksen vaihtelut riippuvat mm. täyttökorkeudesta. Kuva esittää (täyttöaste parametrina) suhteellisen leikkausjännityksen τ/τ_0 putkipoikkileikkauksen pisteessä y/d . τ on siis paikallinen hankausjännitys pisteessä y . Kuten havaitaan, paikallinen hankausjännitys pienenee etäisyyden kasvaessa putken pohjasta. Edelleen käy ilmi, että putken seinämiä pitkin vaikuttavan hankausjännityksen vaihtelut pienenevät täyttöasteen kasvaessa.

Täyttöasteen lisäksi vaikuttaa leikkausjännityksen jakautumiseen putken suhteellinen karkeus k/d . Suhteellisen karkeuden kasvusta seuraa yleensä, että hankausjännityksen jakautuminen muuttuu siten, että paikallinen hankausjännitys pienenee pohjan lähellä ja että se kasvaa ylempänä putken kehällä.

Jos se alue, missä kerrostumia saattaa muodostua, määritetään suhteella $y/d \leq 0,15$, niin kuvan 4 mukaisesti vaihtelee τ/τ_0 1,0:sta pisteessä $y/d = 0,15$ 1,15:een putken pohjalla. Jos $h/d = 1/2$, $\tau/\tau_0 = 1,04 \dots 1,1$ ja jos $h/d = 2/3$, $\tau/\tau_0 = 1,06$. Täydellä putkella pätee luonnollisesti $\tau = \tau_0$. Kuvassa 2.6 on esitetty maksimaalinen hankausjännitys eri täyttöasteille.



Kuva 2.6. Maksimaalisen pohjassa vaikuttavan leikkausjännityksen ja täyttökorkeuden välinen yhteys /4/.

Lysne (1972) on johtanut pohjassa vaikuttavalle maksimaaliselle hankausjännitykselle kaavan 23, joka pätee pienille täyttöasteille

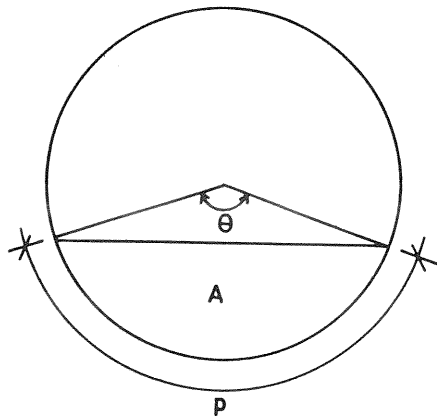
$$\frac{\tau_{\max}}{\tau_{\text{täysi}}} = 4 \frac{h}{d} \left(1 - \frac{h}{d}\right) \quad (23)$$

$\tau_{\text{täysi}}$ on keskimääräinen hankausjännitys täyttöleikkauksessa (= veden täyttämässä leikkauksessa), ts. $\tau_{\text{täysi}} = \gamma g d I / 4$. Lysnen mukaan kaava pätee täyttöasteeseen $h/d = 0,25$ asti.

Kaavan (23) avulla määrittää lauseke τ_{\max}/τ_o :lle.

$$\frac{\tau_{\max}}{\tau_o} = \frac{4 \frac{h}{d} (1 - h/d)}{1 - (\sin \theta)/\theta} \quad (24)$$

θ :lla ymmärretään sitä kulmaa, joka muodostuu kahden vedenpinnan tason ja ympyrän kehän leikkauspisteeseen piirretyn säteen välillä (kuva 2.7).



$$R = \frac{A}{P} = \left[d \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right) \right] / 4$$

Kuva 2.7. Hydraulinen säde R keskuskulman θ ja halkaisijan d funktiona $/4/$.

Kulmalle θ pätee $\theta = 2 \arccos (0,5d - h)/0,5d$. Yhtälö 24 on piirretty kuvaan 2.6.

Kuten edellä on mainittu, hankausjännityksen jakautuminen täyttö-

korkeuden ollessa yli $h/d = 1/3$ on sillä alueella, missä kerrostumia voi muodostua (ts. $y/d \leq 0,15$), todennäköisesti suurempi kuin keskimääräinen hankausjännitys. Kriittinen hankausjännitys, jolla ymmärretään partikkelin liikkeelle lähtemiseen tarvittavaa hankausjännitystä, on pienempi putken kaltevilla sivuilla kuin pohjalla. Lane (1952) on johtanut putken kaltevan sivun kriittisen hankausjännityksen ja pohjan kriittisen hankausjännityksen suhteelle K seuraavanlaisen kaavan

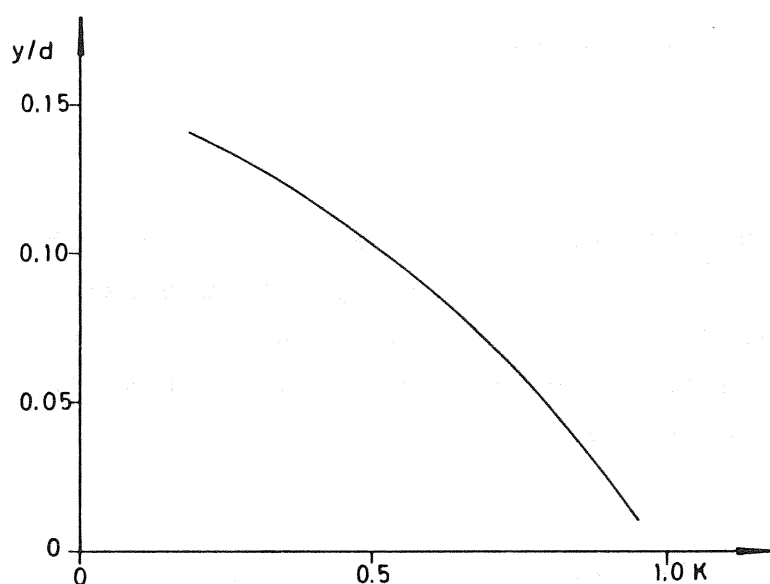
$$K = \sqrt{1 - (\sin^2 \alpha / \sin^2 \beta)} \quad (25)$$

jossa

α = putken seinämän kaltevuus vaakatasoon nähden

β = laskeutuneiden partikkeleiden kitkakulma

Kuvassa 2.8 on K esitetty suhteen y/d funktiona



Kuva 2.8. Putken kaltevan seinämän tietyn pisteen ja pohjan kriittisten hankausjännitysten suhde pisteen pohjasta lasketun etäisyyden funktiona /4/.

Esimerkiksi täyttökorkeudella 0,10 kriittisen hankausjännityksen arvo laskee puoleen pohjalla vaadittavaan kriittisen hankausjännitykseen verrattuna.

Niissä tapauksissa, joissa hankausjännityskriteeriä pidetään itsepuhdistuvien viemäreiden mitoituksen perusteena, käytetään keskimääräistä hankausjännitystä $\tau_o = gyRI$, jolloin τ_o (= kriittinen hankausjännitys) on mitoittava tekijä. Kuten esim. kuvasta 2.6 näkyy, maksimaalinen hankausjännitys riippuu täyttökorkeudesta, joten esitetyn kaltaisella mitoituksella saavutetaan pienillä täyttöasteilla suurempi varmuus uudelleen kerrostumista vastaan kuin suurilla täyttöasteilla. Mitoituksen kannalta on tämän vuoksi tarkoituksenmukaista olettaa hankausjännityksen kasvavan täyttöasteen pienenemisen myötä. Ekbäck (1975) ehdottaa maksimaalisen hankausjännityksen laskettavan kaavasta

$$\frac{\tau_{\max}}{\tau_o} = \frac{6-h/d}{5} \quad (26)$$

Yhtälö 11 on esitetty kuvassa 2.6. Sen antama tulos vastaa hyvin Reploglen ja Chow'n laskemaa hankausjännitysjakaumaa.

2.2.4 Kriittinen hankausjännitys

2.2.4.1 Yleistä

Viemäreiden virtaamavaihtelut ovat huomattavia. Pienimmät vaihtelut esiintyvät suurissa jätevesien pää- ja kokoojaviemäreissä, kun sitä vastoin vaihtelut ovat suurimmillaan paikallisissa jätevesiviemäreissä ja sadevesiviemäreissä, joissa virtaamia ei tiettyinä aikoina esiinny lainkaan.

Jätevesien pää- ja kokoojaviemäreissä on kaksi itsepuhdistusmekanismia ajateltavissa. Joko putket ovat jatkuvasti itsepuhdistuvia, jolloin kerrostumista ei ilmene edes pienimpien virtaamien aikana, tai ne ovat ajoittain itsepuhdistuvia, jolloin pienten virtaamien aikana tapahtuu laskeutumista, mutta kerrostumat poistuvat virtaamien kasvaessa. Viemäriin, joiden virtaamat ovat ajoittain pieniä tai niitä ei esiinny lainkaan, voidaan luonnollisesti soveltaa vain ajoittaisen itsepuhdistumisen mekanismia.

Kriittisellä hankausjännityksellä tarkoitetaan yleensä pienintä hankausjännitystä, mikä tarvitaan pohjasedimentin jonkin partikkelin liikkeelle saamiseen. Tätä kriittistä hankausjännitystä merkitään seuraavassa τ_c^{sed} . Saman partikkelin pitäminen suspensioituneena vaatii pienemmän nopeuden ja täten myös pienemmän hankausjännityksen. Tätä merkitään τ_c^{susp} . Lisäksi voidaan Ekbäckin (1975) mukaan ajatella kolmattakin vaihtoehtoa, nimittäin että suspensioitunut aine sedimentoituu pohjaan ja tämän jälkeen kulkeutuu pitkän pohjaa. Tätä kuvaavaa kriittistä hankausjännitystä merkitään τ_c^{pohja} .

Sekä τ_c^{sed} :in että τ_c^{susp} :in arvo riippuu mm. partikkelin tiheydestä ja koosta. τ_c^{pohja} :n arvoon vaikuttaa lisäksi putken karkeus.

Schulz (1960) on teoreettisesti määrittänyt kriittisen hankausjännityksen hiekkapartikkeleille putkijohdossa. Vaadittavalle minimikaltevuudelle voidaan johtaa seuraava kaava

$$I_{min} = f \left(\frac{\gamma_p - \gamma_v}{\gamma_v} \right) \left(\frac{d}{R} \right) \quad (27)$$

jossa

γ_p = hiekkapartikkelin tiheys

γ_v = veden tiheys

d = hiekkapartikkelin tehokas halkaisija

R = hydraulinen säde

f = 0,1 erillisille partikkelille putken pohjalle ja 1 partikkelikerrostumalle, jossa kitka- ja koheesiovoimat vaikuttavat

Amerikkalaisessa kirjallisuudessa annetaan $f = 0,04$ partikkeleiden alkavalle liikkeelle ja $f = 0,8$ täydelliselle huuhtoutumiselle. Yhtälössä 12 putken karkeus on epäsuorasti sisällytetty tekijään f . Jotta saataisiin minimikaltevuus karkeuden suoranaisena funktiona, Schulz esittää kaavan 28

$$I_{min} = \frac{\gamma_p - \gamma_v}{\gamma_v} \frac{2 m}{5,75^2 \left(\log \frac{15d}{k} \right)^2} \left(\frac{d}{R} \right) \quad (28)$$

jossa

k = putken karkeus

m = 1,2...1,8

Jos m :lle annetaan keskiarvo 1,5, γ_p :lle 2,65, γ_v :lle 1,0 ja otetaan huomioon, että $\tau = \gamma_g R I$, niin hankausjännitykselle (N/m^2) voidaan johtaa

$$\tau = \frac{1469 d}{(\log \frac{15d}{k})^2} \quad (29)$$

Tämä yhtälö ilmaisee erillisen hiekkapartikkelin pitkin pohjaa tapahtuvaan liikuttamiseen vaadittavan hankausjännityksen, joka lähes vastaa arvoa τ_c^{pohja} . Yhtälöstä havaitaan, että pienenevä k -arvo vähentää myös hankausjännitysvaativuutta.

Yleisesti olisi Ekbäckin mukaan pädeettävä, että ajoittain kuivina olevissa putkissa kriittinen hankausjännitys τ_c^{sed} riippuu laskeutuneen aineen tiheydestä ja karkeudesta, mutta ei putkimateriaalista. Sileäpintaissä putkissa kitkahäviöt kasvavat kerrostumien muodostumisen kautta, minkä johdosta täyttöaste ja myös hankausjännitys kasvavat. Huomattavan karkeissa putkissa voi sitä vastoin sattua, että karkeus pienenee kerrostumien synnyn myötä.

Jätevesiviemäreiden hydraulinen mitoitus on muoviputkien osalta ajankohtainen ongelma. Ainakin pienillä täyttökorkeuksilla pääosa hankausjännityksestä paikantuu pohjaan, jonne kerrostumat muodostuvat, joten pikemminkin laskeutuneen aineen karkeus kuin putken karkeus määrittää kitkahäviöt. Muoviputkien mitoituksessa käytetään yleensä matalaa k -arvoa.

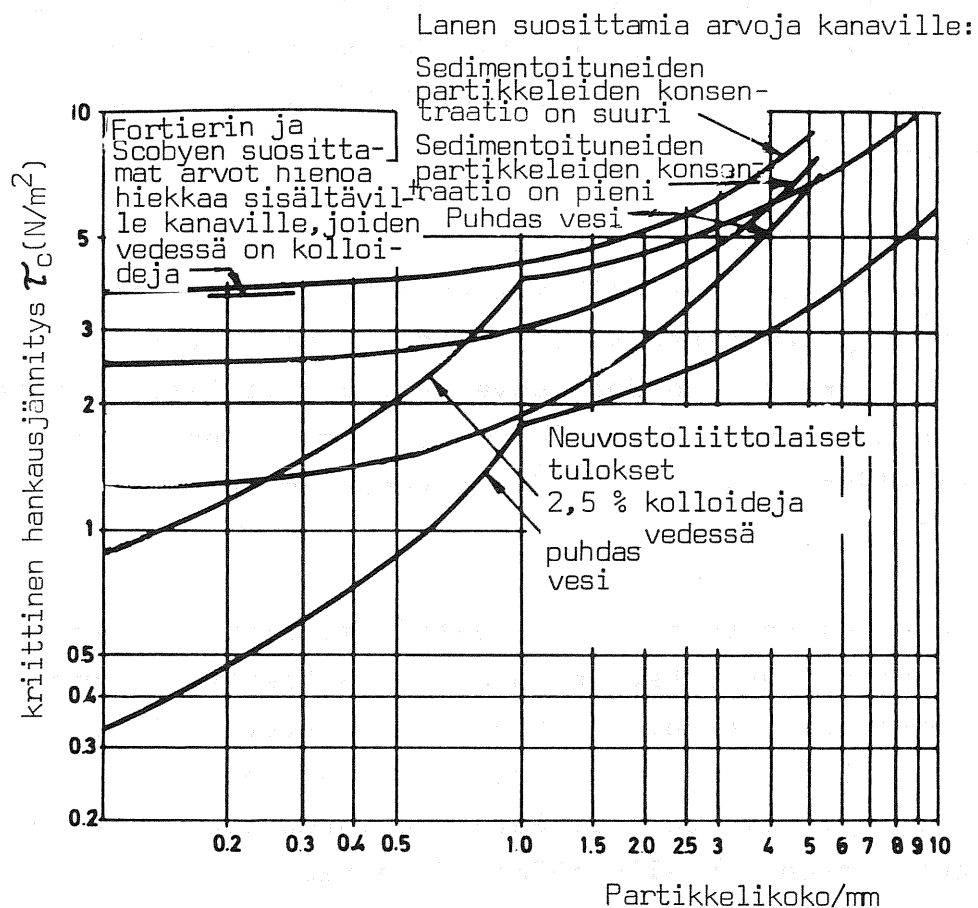
Vesijohtoihin ja jatkuvasti itsepuhdistuviin jätevesiviemäriin voidaan matalia k -arvoja soveltaa, mutta vain ajoittain itsepuhdistuvilla jätevesiviemäreillä korkeampi k -arvo vastaa todennäköisesti paremmin todellisia oloja. Tilanne on toinen betoniputkillla. Tällöin voidaan olettaa, ettei laskeutuneen aineen karkeus yhtä

suuressa määrin poikkea mitoitettavan putken oletetusta karkeudesta.

Kuten aiemmin on jo mainittu, myös τ_c^{susp} riippuu partikkelikoosta ja -tiheydestä, muttei putken materiaalista, joka otetaan huomioon vain τ_c^{pohja} laskettaessa.

2.2.4.2 Kirjallisuutta kriittisestä hankausjännityksestä

Erikokoisten ja tiheyksiltään poikkeavien partikkeleiden kriittistä hankausjännitystä voidaan arvioida Shielden käyrän avulla. Kriittistä hankausjännitystä voidaan arvioida myös Lanen (1952) kokoaman käyrästön avulla. Tämä on esitetty kuvassa 2.9.



Kuva 2.9. Partikkeleiden eroosioon liittyvän kriittisen hankausjännityksen ja partikkelikoon välinen yhteys [4,13/].

Viemärivereden suspensioituneet partikkelit ovat pääasiassa hiekkaa, savea ja erilaisia orgaanisia hiukkasia. Suspensioituneiden ja kolloidisten hiukkasten pitoisuus on viemäriveredessä kuitenkin pieni, Ekbäckin mukaan enintään 0,1 %. Ne kuvan 2.9 käyrät, jotka edustavat kolloidisessa vedessä olevien tietyn kokoisten hiekkahiukkasten kriittistä hankausjännitystä, antavat yleensä suhteellisen korkeita hankausjännityksen arvoja. Kuitenkin ilmeisesti edellytetään kolloidipitoisuuden olevan korkea normaalissa jätevedessä. Käyrästä esitetty kriittinen hankausjännitys 2,5 %:ssa kolloidivedessä oleville hiekkajyväsille ei todennäköisesti kuitenkaan sovellu jätevedelle. Pikemminkin tulisi käyttää Lanen käyrää puhtaalle vedelle.

Jätevedessä esiintyvien orgaanisten aineiden kerrostumisriski on hyvin pieni, koska niiden tiheys on pieni. Jos tiheydeksi oletetaan 1,01 ja hiukkaskooksi 10 mm, Shielden käyrästä nähdään kriittisen hankausjännityksen olevan alle $0,01 \text{ N/m}^2$. Mitoittava kriittinen hankausjännitys riippuu siis täysin veden hiekkahiukkasista.

Samoin pätee, että hienot hiukkaset ja kolloidit pysyvät vedessä pienelläkin hankausjännityksellä suspensoituneina ja että näiden konsentraatio on jätevedessä kyllin pieni, jotta kuvan 2.9 mukaisia puhtaan veden käyriä voidaan soveltaa. Jos lisäksi oletetaan, että hiekka on raekokoa 0,6 mm pienempi, kerrostuneen aineen kriittiseksi hankausjännitykseksi (τ_c^{sed} jätevesiviemäreissä) saadaan $1,0 \dots 1,5 \text{ N/m}^2$.

Kriittistä hankausjännitystä tulee käyttää mitoittavana kriittisenä hankausjännityksenä, ts. se tulee sitoa tiettyyn virtaamaan, joka saavutetaan tiettyinä aikana tietyllä toistuvuudella. Tämä virtaama tulee silloin tällöin ylittää, jotta hankausjännitys ajoittain kasvaisi. Tämä tuo ylimääräistä varmuutta suurehkojen partikkeleiden putken pohjalle jäämistä vastaan.

Paintel (1972) suosittelee viemäreille käytettäväksi kriittiseksi hankausjännitykseksi 4 N/m^2 . Lysne (1969, 1972) antaa saman arvon,

joskin tähdentää arvon epävarmuutta. Hän onkin esittänyt tunneleiden hankausjännitysten käyrät arvoille $\tau = 4 \text{ N/m}^2$ ja $\tau = 2 \text{ N/m}^2$. Ruotsalaiset ja tanskalaiset suosittavat kriittiselle hankausjännitykselle arvoa $1,5 \text{ N/m}^2$, joka perustuu käytännön kokemuksiin.

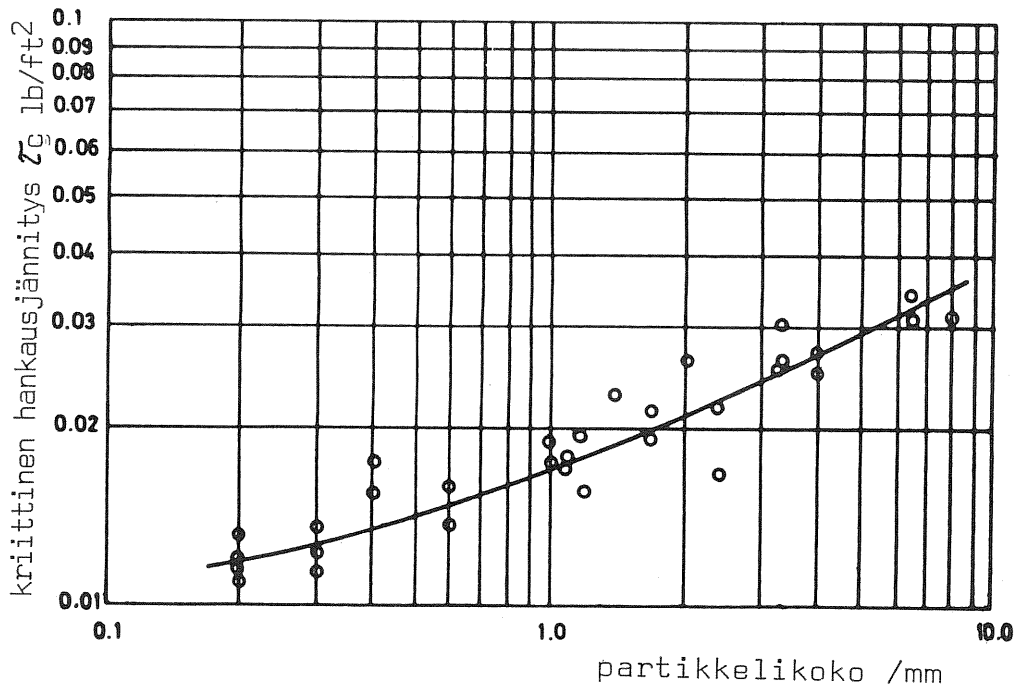
Vain muutamia liittyneitä kiinteistöjä palvelevassa jätevesiviemärissä orgaaninen aines muodostuu pääasiassa kasautumista ja virtaamat ovat hetkellisiä. Ei ole sanottua, että kriittistä hankausjännitystä voidaan tällaisissa tapauksissa soveltaa.

Sadevesiviemäreissä esiintyy enemmän ja kooltaan suurempia hiekkahiukkasia kuin jätevesiviemäreissä. Sateen alussa vedessä on ilmeisesti runsaasti pieniä, maanpinnalta huuhtoutuneita kolloidisia hiukkasia. Partikkelikoko riippuu ratkaisevasti siitä, onko sisäänmenokaivon yhteydessä hiekanerotinta vai ei. Partikkelikoon yläraja määräytyy sisäänmenokaivon välppävälistä, joka yleensä lienee noin 20 mm. Hankausjännitysvaatus tämänkokoisten partikkeleiden kuljettamiseksi on korkea eikä sitä voi tapahtua kuin melko suurilla kaltevuuksilla. Suuria hiekkahiukkasia esiintyy vain vähän hiekanerottimella ja vesilukolla varustettujen kaivojen välisissä johdoissa. Jos oletetaan, että partikkelikoko 1 mm on ratkaiseva kriittiselle hankausjännitykselle sadevesiviemäreissä, joiden kaivot on varustettu hiekanerottimilla ja vesilukoilla, ja että kolloidisten aineiden pitoisuus on suuri, kuvasta 2.9 saadaan mitoittavaksi hankausjännitykseksi $\tau_c^{\text{sed}} = 4 \text{ N/m}^2$. Sateen jatkuttua jonkin aikaa kolloidisten aineiden määrä vähenee ja puhtaan veden käyrästä saadaan mitoittavaksi hankausjännitykseksi $\tau_c^{\text{sed}} = 2 \text{ N/m}^2$. Hiekanerottimen kautta sadevesikaivoon joutuvien hiekkajyvien västen koosta ei ole toistaiseksi tehty tutkimuksia.

Raths ja McCauley (1962) tutkivat kokeellisesti itsepuhdistumista $\varnothing 200 \text{ mm}$:n lasitetussa saviputkessa. Itsepuhdistumisen kriteerinä pidettiin partikkelien kulkeutumista ilman sedimentaatiota. Tulokset on esitetty kuvassa 2.10.

Jos oletetaan, että jätevesiviemäreissä esiintyy vain poikkeusta-

tapauksissa raekooltaan keskimääräistä hiekkaa (0,6 mm) karkeampaa ainesta, kerrostumien muodostumisen ehkäisemiseksi tarvittava kriittinen hankausjännitys, τ_c^{susp} , on noin $0,7 \text{ N/m}^2$.



Kuva 2.10. Hiekkapartikkelin koon ja partikkelit suspensioituneina pitävän kriittisen hankausjännityksen välinen yhteys ($1 \text{ lb/ft}^2 = 47,9 \text{ N/m}^2$) /4/.

Rathsin ja McCanleyn mukaan tutkimuksesta kävi ilmi seuraavaa:

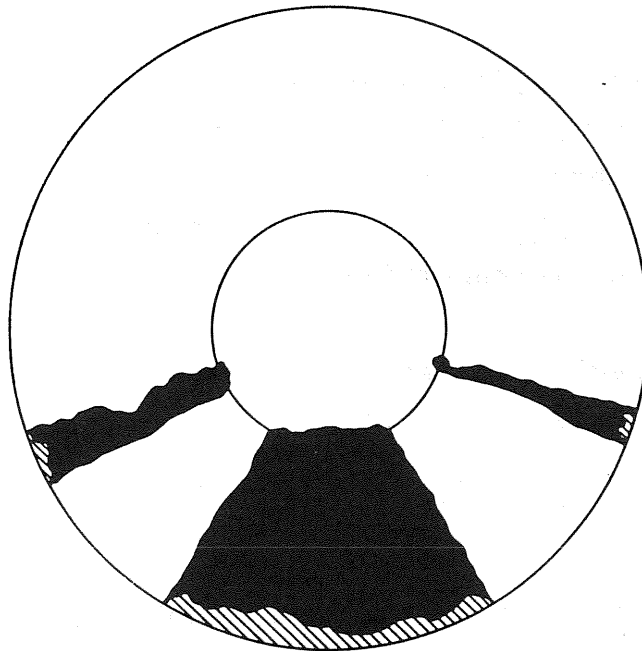
- kerrostumien muodostumiseen vaikuttavat epäilemättä toisistaan riippuvat muuttujat kaltevuus, vesisyvyys ja partikkelikoko,
- veteen suspensioituneiden aineiden vaikutus kerrostumien muodostumiseen on vähäinen,
- putkiliitokset ovat pääasiallinen syy kerrostumien syntyyn.

Hobbsin et al. (1967) suorittamissa kokeissa päädyttiin arvoihin $\tau_c^{\text{pohja}} = 0,4 \text{ N/m}^2$ ja $\tau_c^{\text{susp}} = 0,3 \text{ N/m}^2$. Tulosten poikkeavuutta edellä esitettyyn nähden ei osattu tyhjentävästi selvittää.

2.2.4.3 Ruotsissa suoritetuista kenttäkokeista

Tässä kohdassa on käsitelty Ruotsissa saatuja tuloksia ilman, että kenttäkokeita on tarkemmin selitetty. Niiden kohdalta viitataan lähteeseen /4/.

Kuvassa 2.11 on esitetty kerrostumien muodostumiskohdat betoniputkessa erään kenttäkokeen aikana. Putken kehälle muodostuvat kerrostumat ($y/d = 0,15 \dots 0,30$) lienevät putkenseinämän ja suurimpien virtaamien aikana vedenpinnan lähellä virtaavan lietteen välisen koheesion seurausta.



Kuva 2.11. Periaatekuva betonijohtojen kerrostumista Upplands-Bro'ssa /4/.

Seuraavalla sivulla olevaan taulukkoon 2.2 on koottu tiivistelmä ruotsalaisista tutkimuksista.

Taulukko 2.2. Ruotsalaisten kenttäkokeiden tuloksia

putken koko	putken ma- teriaali	I (o/oo)	Q (l/s)	τ_c (N/m ²)	τ_{max} (N/m ²)
∅ 300 mm	betoni	0,5	0,3...3,0	0,3	0,4...0,5
"	"	1,3		0,5	0,6...0,8
∅ 300 mm	betoni	~2,5	0...0,3	0,3	0,4...0,5
"	"	2,5		0,8	1,0...1,2
∅ 200 mm	muovi	2,5	0,3		0,3
"	(PVC)	2,5	1,5		0,6

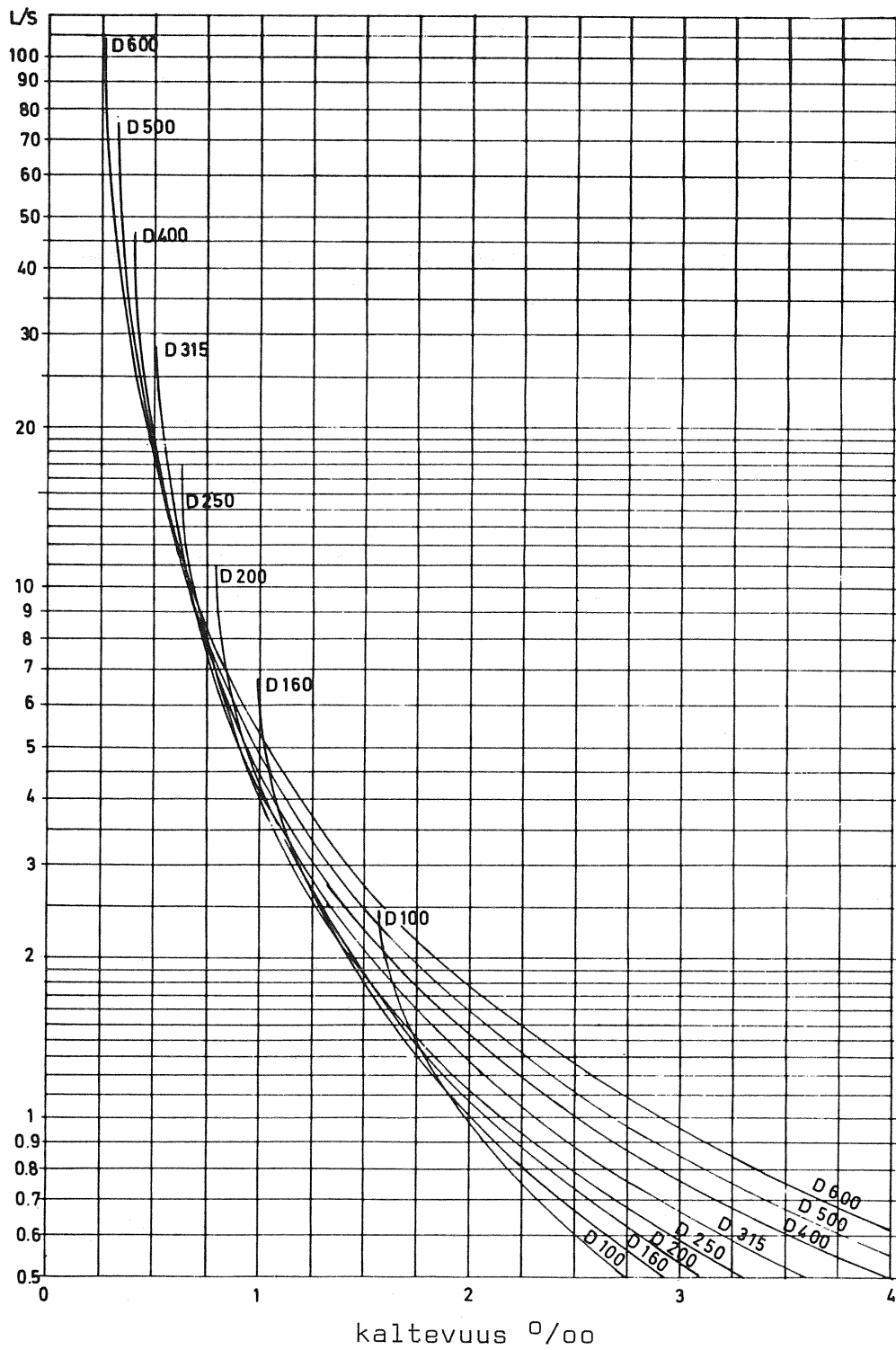
Ruotsissa on suoritettu kunnille kysely, jossa 10 %:n keston ja kaavan 26 perusteella arvioitujen sadevesiviemäreiden hankausjännitysten avulla päädyttiin seuraaviin tuloksiin:

- putken iän ja hankausjännityksen välillä ei ole yhteyttä,
- johdoissa, joiden $\tau_{max} < 4 \text{ N/m}^2$, kaivot oli varustettu hiekanerottimella ja mahdollisesti vesilukolla,
- johdoissa, joiden $\tau_{max} > 4 \text{ N/m}^2$, hiekanerottimet puuttuivat tai suurirakeisia hiekkapartikkeleita esiintyi muista syistä.

Sekajärjestelmän viemäriputkien hankausjännitys oli Ruotsissa useimmissa putkissa alle $4,5 \text{ N/m}^2$.

2.2.4.4 Johtopäätökset

Aiemmin on jo oletettu, että kriittisen hankausjännityksen tulisi olla erilainen sellaisissa putkissa, joissa ajoittain ei esiinny lainkaan virtausta (τ_c^{sed}), kuin pienemmät virtaamavaihtelut omaavissa putkissa (τ_c^{susp}). Pienet virtaamavaihtelut omaavissa putkissa, kuten suurissa jätevesiviemäreissä, itsepuhdistusmiskriteeri tulisi sitoa joko pienimpään virtaamaan yhdessä τ_c^{susp} kanssa (kerrostumia ei muodostu) tai itsepuhdistuminen tulisi käsittää ajoittaisena huuhtoutumisena, jolloin suuret virtaamat huuhtovat pienten virtaamien aikana laskeutuneen aineen. Kumpi kriteeri on oikea, riippuu τ_c^{sed} :in ja τ_c^{susp} :in keskinäisestä suuruuserosta.



Kuva 2.12. Käyrästä viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi /4/.

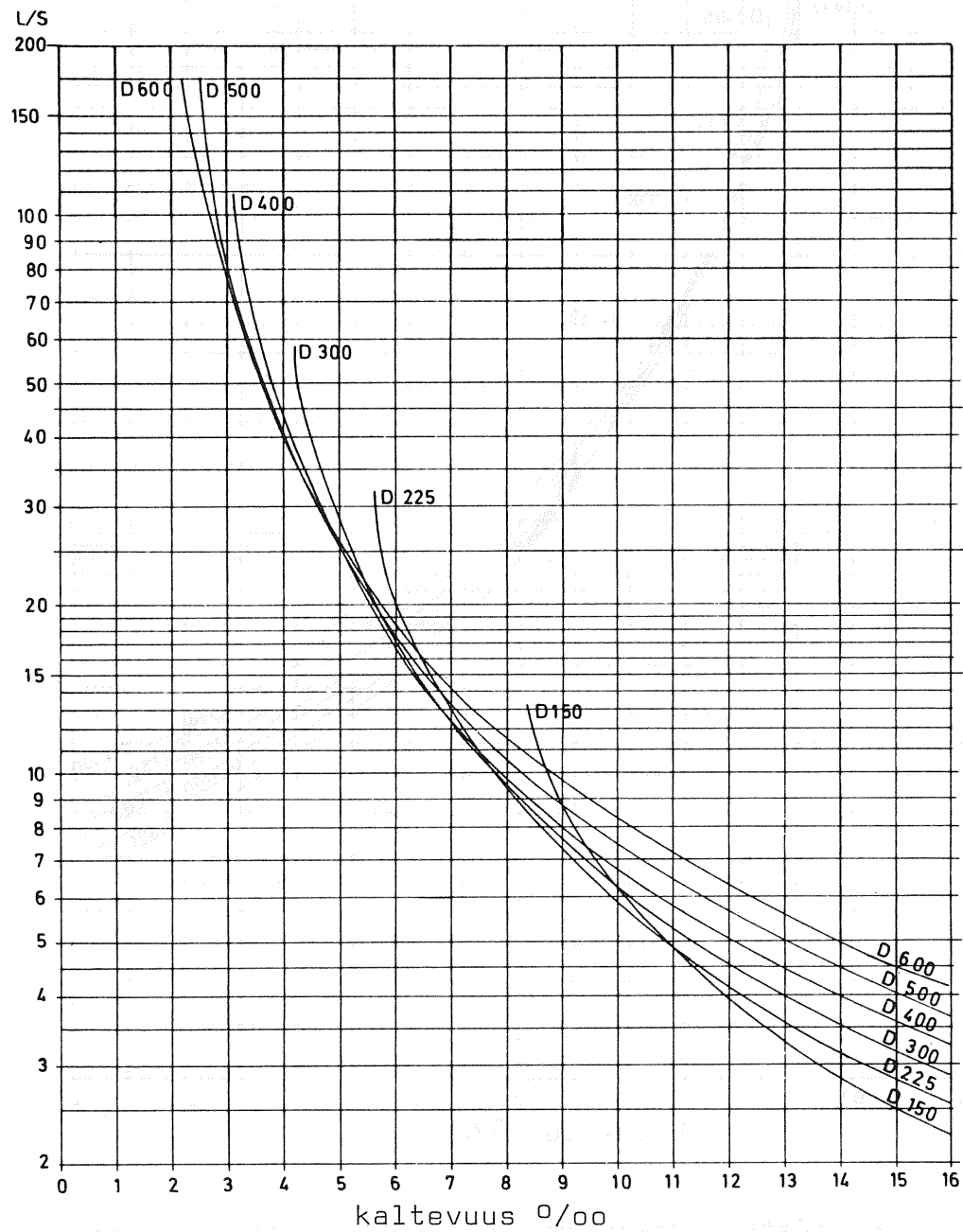
Pohjan maksimihankausjännitys $\tau = 0,5 \text{ N/m}^2$
 Ekvivalentti hiekan raekoko $k = 0,01$, kun $D < 200 \text{ mm}$
 $k = 0,05$, kun $D \geq 250 \text{ mm}$

Erään käsityksen tästä saa vertaamalla Rathsin ja McCanleyn tutkimusta, kuva 2.10, sekä Lanen kokoomia käyriä, kuva 2.9, keskenään. Jos hyväksytään, että jätevesiviemäreiden hankausjännitys voidaan laskea Lanen esittämistä puhtaan veden käyristä, τ_c^{sed} :in ja τ_c^{susp} :in suuruusluokkaeroksi saadaan 0,3...0,4 N/m². Lähinnä suurten liittyjämäärien ollessa kyseessä tätä eroa olisi voitava käyttää hyväksi. Ekbäck (1975) ehdottaa, että kriittisenä hankausjännityksenä käytetään τ_c^{sed} :iä kaikille johdoille, ts. hankausjännityskriteeri sidotaan laskeutuneen aineen ajoittaiseen huuhtoutumiseen.

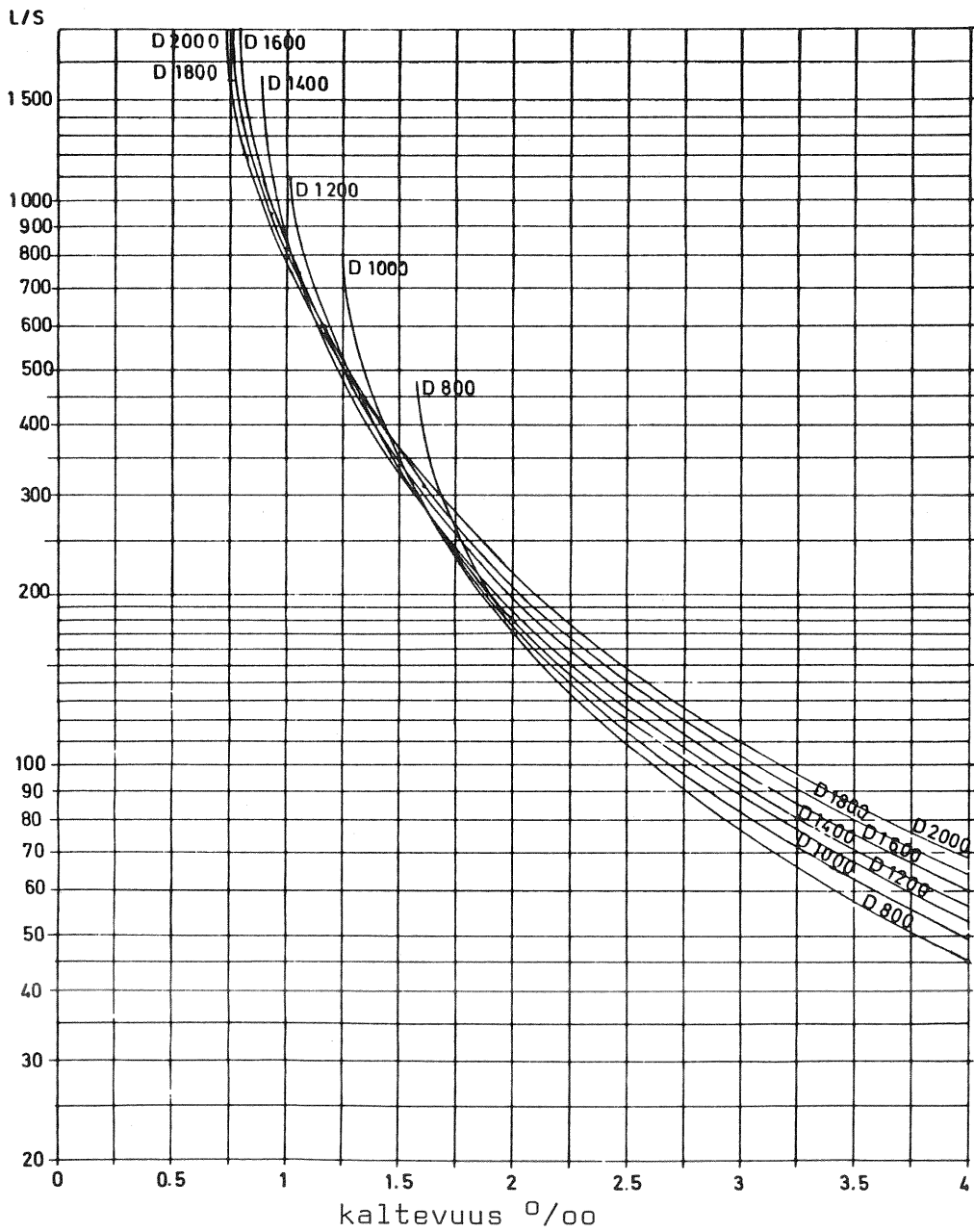
Kolmas vaihtoehto perustuu sedimentoituneen aineen "liukumiseen" pitkin pohjaa, τ_c^{pohja} . Tällaisen toimintatavan mahdollisuus voidaan päätellä Hobbsin muovisilla viemäriputkilla suorittamista kokeista. Jos τ_c^{susp} riippuu myös putkimateriaalista, Hobbsin tulokset voidaan tulkita siten, että τ_c^{susp} :in ja τ_c^{pohja} :n ero on merkityksetön. Muovisille jätevesiviemäreille olisi Hobbsin tulosten mukaan voitava käyttää τ_c^{pohja} :aa kriittisenä hankausjännityksenä, ts. $\tau_c = 0,5 \text{ N/m}^2$. Tähän kriittisen hankausjännitykseen perustuva käyrästä on esitetty kuvassa 2.12.

Ekvivalentti hiekan raekoko k on oletettu 0,01 mm:ksi putkikokoon $\varnothing 200 \text{ mm}$ asti ja tätä suuremmissa putkissa 0,05 mm:ksi, mitä arvoa käytetään myös sadevesiviemäreille. D kuvaa sisähalkaisijaa. On vielä voimakkaasti painotettava, ettei saatua kriittisen hankausjännityksen arvoa ole riittävän luotettavasti voitu osoittaa oikeaksi.

Ruotsalaisen käytännön mukaan käytetään arvoa $\tau_c = 1,5 \text{ N/m}^2$ hiekkaa sisältäville jätevesiviemäreille. Sadevesi- ja sekaviemäreille. Sadevesi- ja sekaviemäreille suositetaan mitoittavaksi hankausjännitykseksi 4 N/m². Tätä hankausjännitystä vastaava käyrästä on esitetty pienille halkaisijoille kuvassa 2.13 ja suurille kuvassa 2.14.



Kuva 2.13. Käyrästä viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi /4/.
 Pohjan maksimihankausjännitys $\tau = 4 \text{ N/m}^2$
 Ekvivalentti hiekan raekoko $k = 1 \text{ mm}$



Kuva 2.14. Käyrästö viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi /14/.

Pohjan maksimihankausjännitys $\tau = 4 \text{ N/m}^2$
 Ekvivalentti hiekan raekoko $k = 1 \text{ mm}$

Jätevesiviemäreiden minimikaltevuuden määrittämiseksi Ekbäck suosittelee taulukon 2.3. mukaisia arvoja, jos vaadittavan kaltevuuden tarkemmaksi määrittämiseksi ei ole muita perusteita.

Taulukko 2.3. Jätevesiviemäreiden minimikaltevuudet

Halkaisija (mm)	150	225	300	400	500
Kaltevuus (o/oo)	6,5	4,5	3,0	2,5	2,0

Siihen asti kun tietous sadevesiviemäreistä lisääntyy, Ekbäck suosittaa niille käytettäväksi samaa minimikaltevuutta kuin lähinnä pienimmälle jätevesiputkelle. Useinhan samassa johtokavannossa sadevesiviemäri on yhtä kokoa suurempi kuin jätevesiviemäri, ja molemmilla viemäreillä tulisi olla sama kaltevuus. Minimikaltevuudet on esitetty taulukossa 2.4.

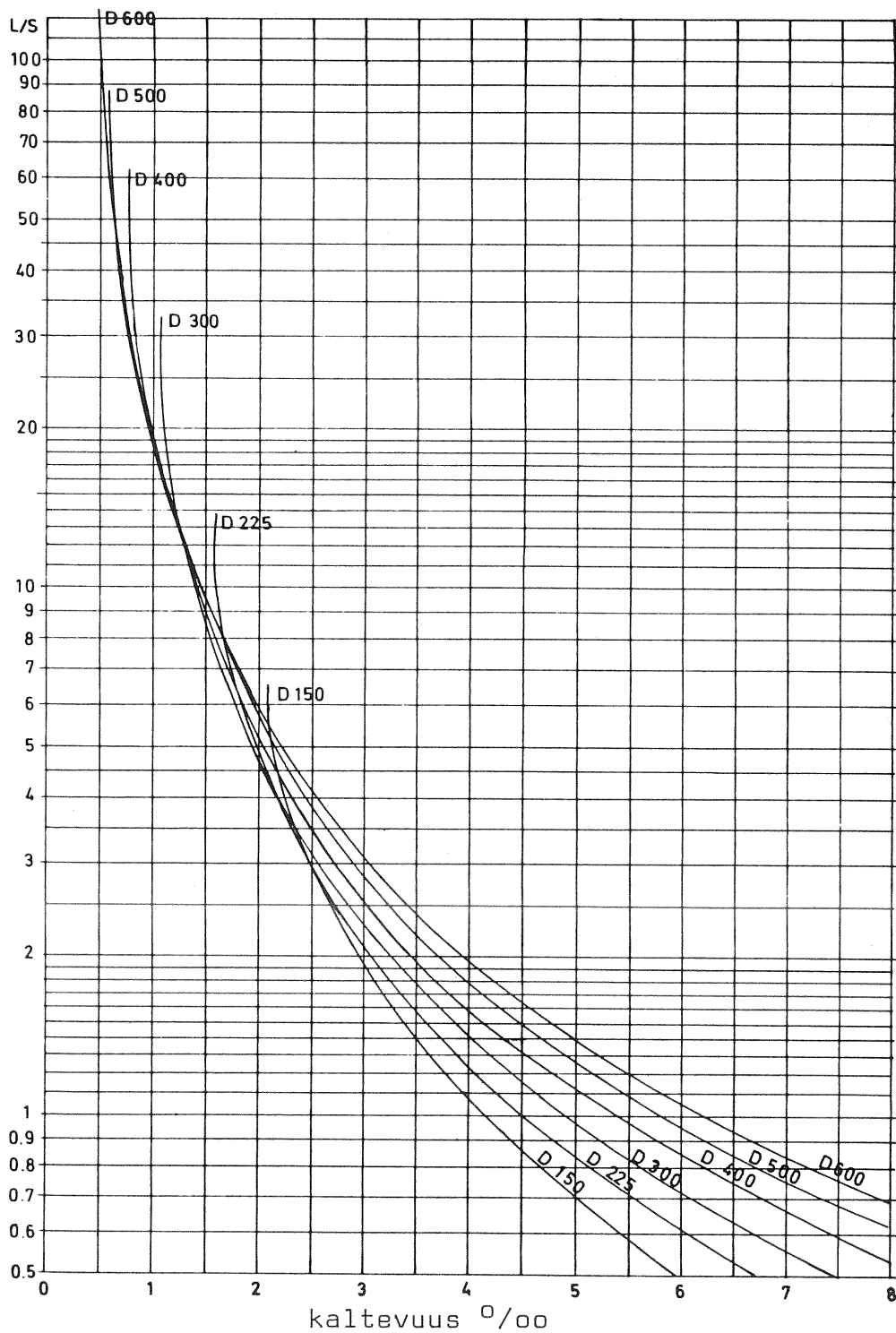
Taulukko 2.4. Sadevesiviemäreiden minimikaltevuudet

Halkaisija (mm)	225	300	400	500	600
Kaltevuus (o/oo)	6,5	4,5	3,0	2,5	2,0

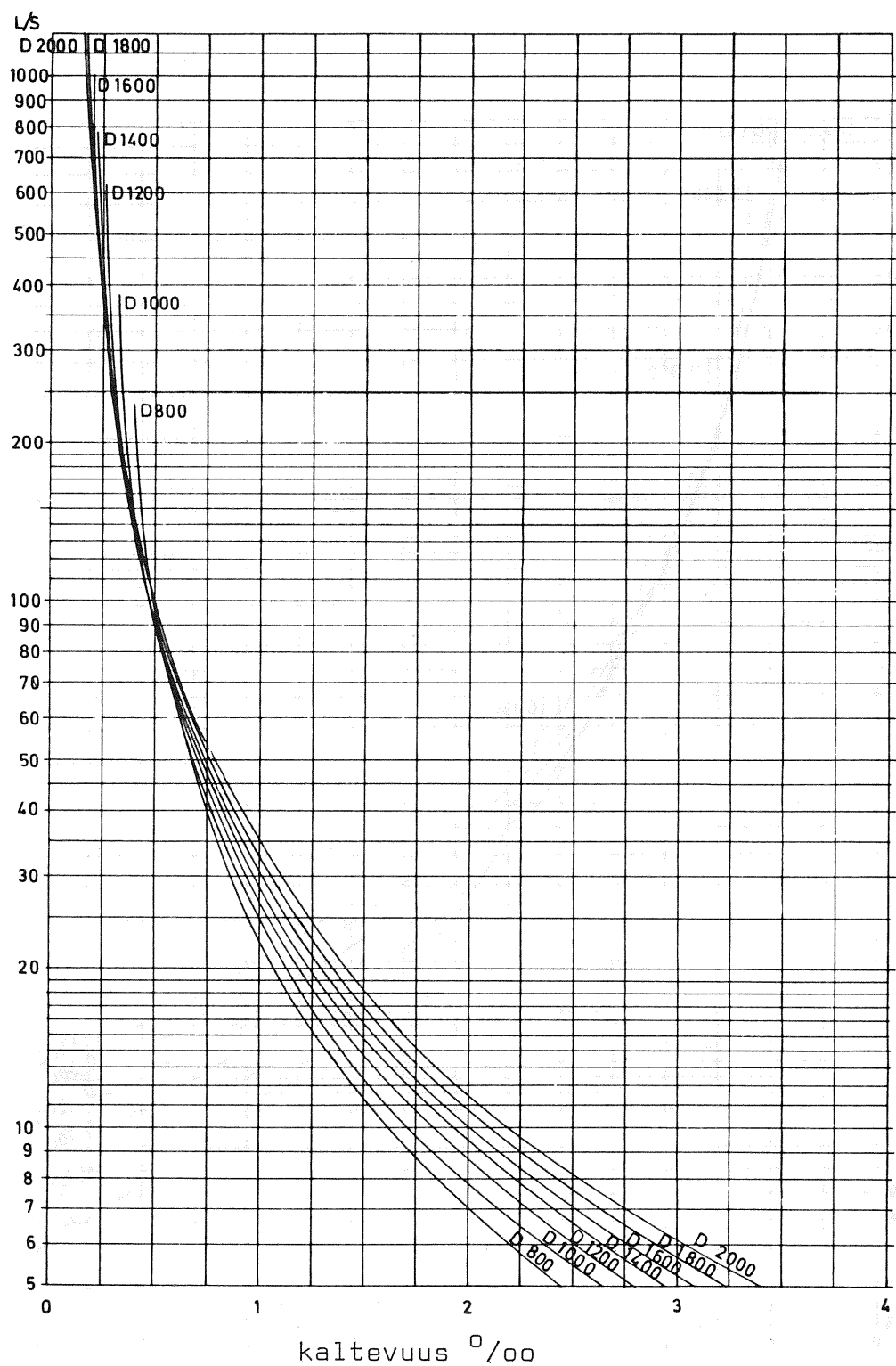
Jos edellytetään, että sadevesiviemäri on ainakin muutaman kerran vuodessa puoliksi täynnä, taulukon 2.4 kaltevuuksia vastaava hankausjännitys on $3...4 \text{ N/m}^2$.

Koska ei varmasti tiedetä, tulisiko jätevesiviemäreiden mitoittavana hankausjännityksenä käyttää arvoa 1 N/m^2 vai $1,5 \text{ N/m}^2$, kuvissa 2.17...2.18 on $\tau = 1,5 \text{ N/m}^2$ vastaavat käyrät pienille ja isoille putkille. Jos $\tau < 1 \text{ N/m}^2$ pätee, putki ei todennäköisesti ole itsepuhdistuva. Vastaavasti $\tau > 1,5 \text{ N/m}^2$ pätießä putki on todennäköisesti itsepuhdistuva. Käyriä on toistaiseksi sovellettava kaikille putkimateriaaleille.

Jos jätevesiviemärin koko on esim. $\varnothing 300 \text{ mm}$ ja kaltevuus $5 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$, niin putki on todennäköisesti itsepuhdistuva, jos mitoitusvirtaama on vähintään $2,4 \text{ l/s}$ (kuva 2.17).

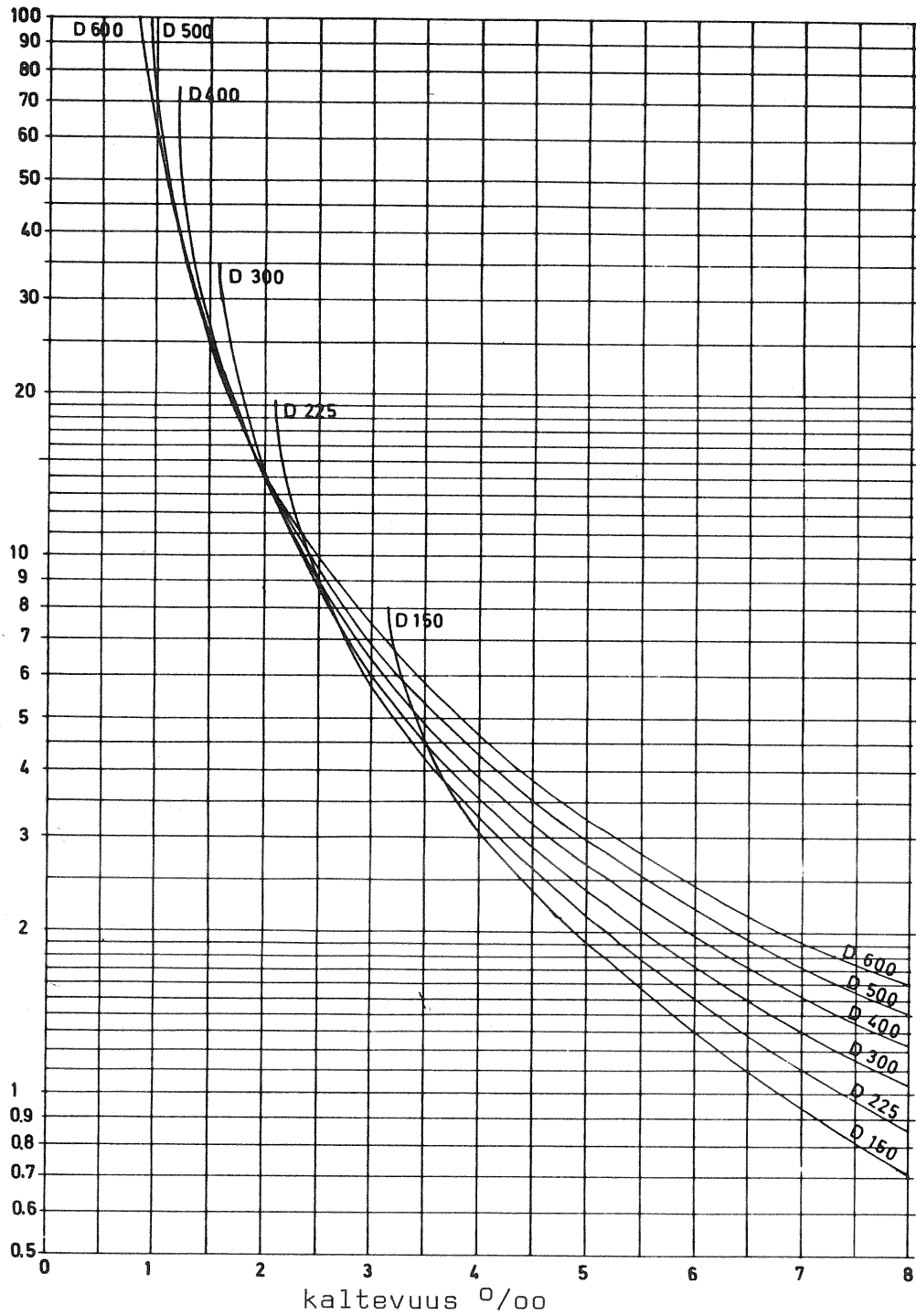


Kuva 2.15. Käyrästä viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi /4/.
 Pohjan maksimihankausjännitys $\tau = 1 \text{ N/m}^2$
 Ekvivalentti hiekan raekoko $k = 1 \text{ mm}$



Kuva 2.16. Käyrästä viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi
/4/.
Pohjan maksimihankausjännitys $\tau = 1 \text{ N/m}^2$
Ekvivalentti hiekan raekoko $k = 1 \text{ mm}$

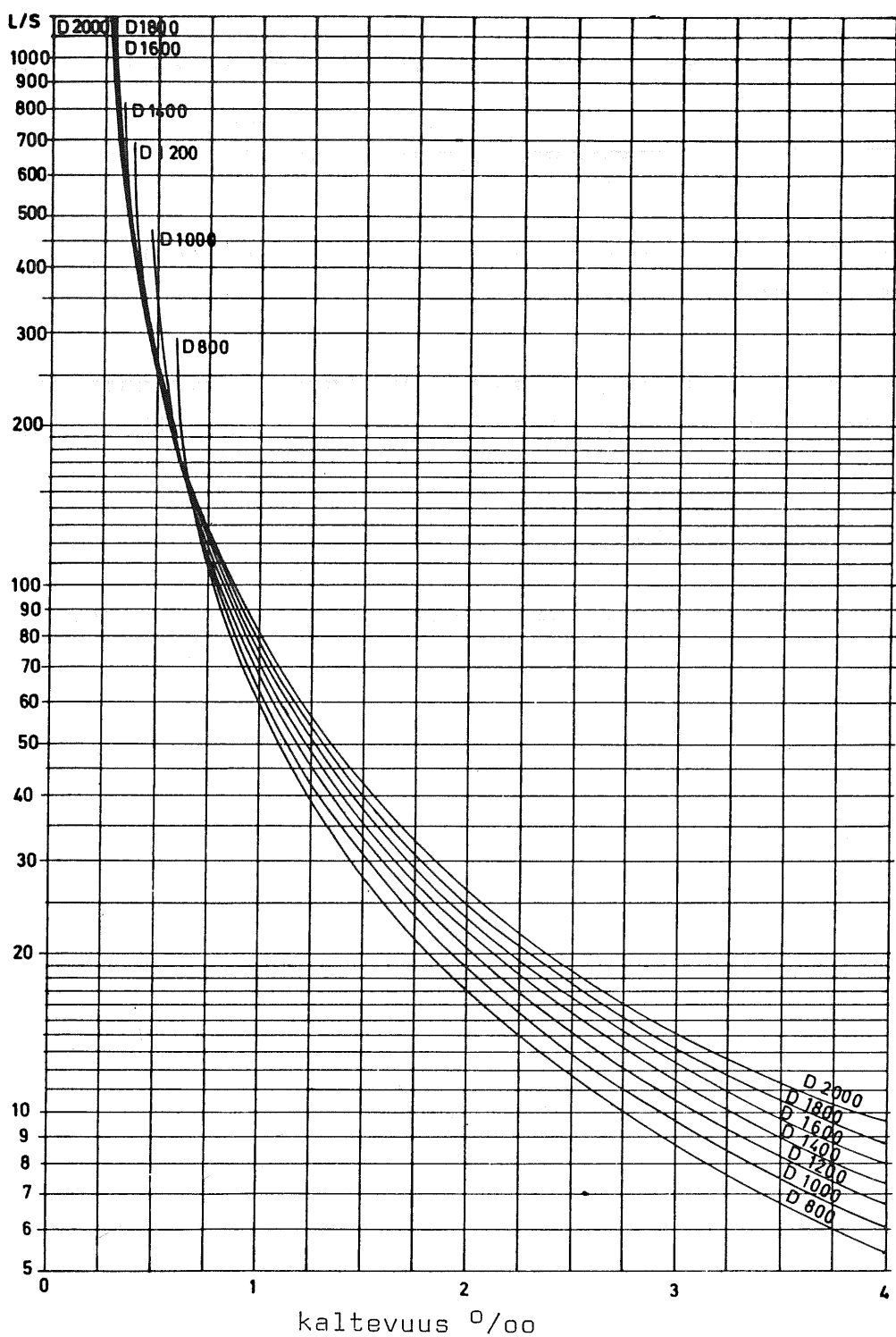
L/S



Kuva 2.17. Käyrästö viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi /4/.

Pohjan maksimihankausjännitys $\tau = 1,5 \text{ N/m}^2$

Ekvivalentti hiekan raekoko $k = 1 \text{ mm}$



Kuva 2.18. Käyrästä viemäreiden itsepuhdistumisen laskemiseksi /4/.
 Pohjan maksimihankausjännitys $\tau = 1,5 \text{ N/m}^2$
 Ekvivalentti hiekan raekoko $k = 1 \text{ mm}$

Käyrästöjen yhteydessä on seuraavat kaavat käytettävissä:

Täyden putken virtaama Q on Prandtl-Colebrookin kaavan mukaan:

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} \left[-2 \log \left(\frac{2.52\nu}{d \sqrt{2g \cdot I \cdot d}} + \frac{k/d}{3.71} \right) \right] \sqrt{2g \cdot I \cdot d} \quad (30)$$

Tekijä ν merkitsee veden kinemaattista viskositeettia. Lämpötilaksi on valittu 10°C .

Täyttökorkeuden h/d ja virtaaman q välinen yhteys osittain täytetyssä putkessa on laskettavissa kaavan 16 mukaan (Bretting, 1960)

$$\frac{q}{Q} = 0,46 - 0,5 \cdot \cos\left(\pi \frac{h}{d}\right) + 0,04 \cos\left(2\pi \frac{h}{d}\right) \quad (31)$$

Pohjan hankausjännitys voidaan laskea kaavan 26 mukaan.

3. VIRTAAMIEN TASAAMINEN VIETTOVIEMÄREISSÄ

Lyhytaikaisista kuormitushuipuista, jotka ovat tyypillisiä seka- viemäreille, mutta joita esiintyy aika usein myös jätevesiviemäreissä, on kahdenlaista haittaa. Ensinnäkin viemäreiden vedenjohdotokyky ylitetään, jolloin osa virtaamasta on johdettava ylivuotorakenteiden kautta purkuvesistöön, jotta kellaritulvilta ja muilta padotusvahingoilta välttyttäisiin. Toiseksi viemärivereden määrän ja laadun nopea muutos heikentää puhdistamon puhdistustulosta.

Puhdistamoita ei ole mitoitettu kuormitushuipuille, koska se on taloudellisesti epäedullista, ja sen vuoksi ylivuodot ovat yleisiä. Virtaamien säännöstelyllä ja tasaamisella voidaan ylivuodoista aiheutuvia haittoja pienentää. Lisäksi alapuolisten johtojen kapasiteetti riittää mahdollisesti kauemmin. Ylivuotoja voidaan myös käsitellä, jolloin esim. mekaaninen pyörre-erotin saattaa olla hyvä ratkaisu /17/.

3.1 Tasausaltaat

Tasausaltaiden tarkoituksena on vähentää verkostossa ja puhdistamolla tapahtuvien ylivuotojen määrää. Samalla ne lisäävät viemärlaitoksen toimintavarmuutta ja lisäävät verkoston kapasiteettia. Tasausaltaat voidaan sijoittaa itse verkostoon tai puhdistamon yhteyteen. Altaita voi olla verkostossa yksi tai useampi, jolloin puhutaan keskitetystä tai hajotetusta varastoinnista. Tavallisesti tasausaltaat ovat jotain seuraavista tyypeistä /18/:

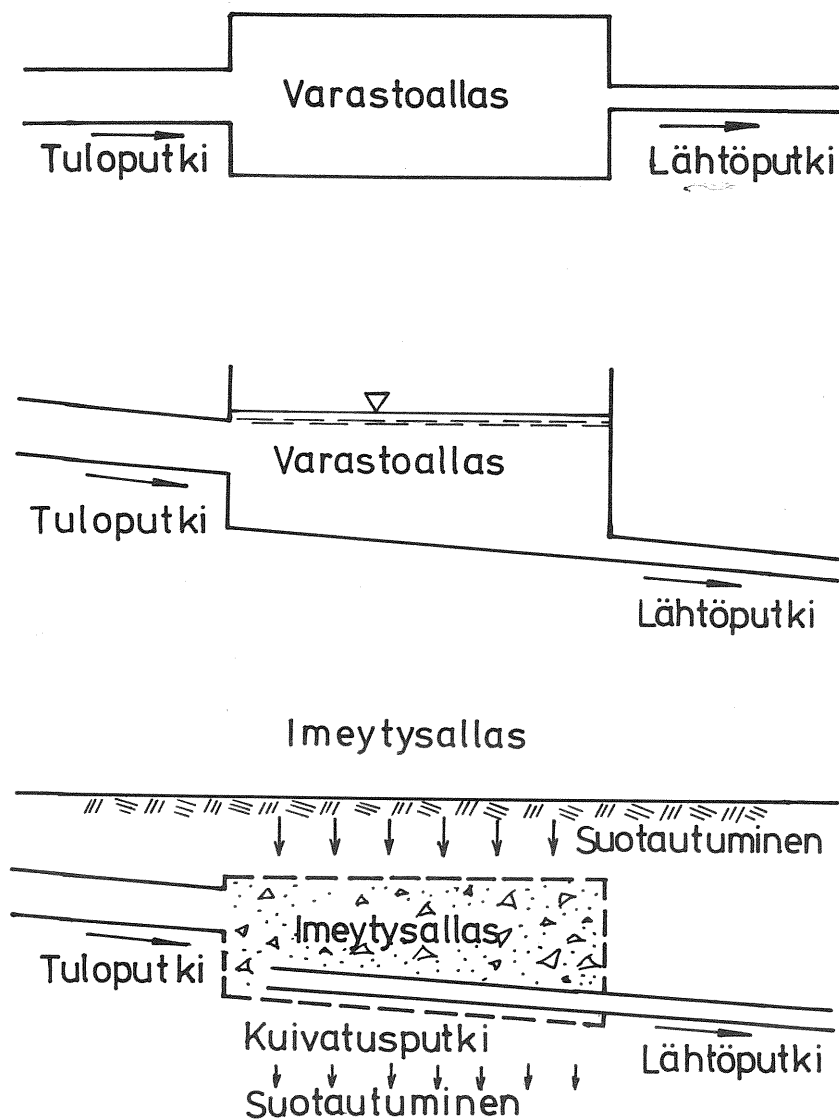
- varastoallas
- selkeytys- tai ylivuotoallas.

3.1.1 Varastoallas

Varastoallas toimii puhtaasti tasausaltaana. Se voidaan sijoittaa olemassa oleviin verkostoihin, usein pumppaamoiden ja puhdistamoiden yhteyteen, jolloin altaasta lähtee eteenpäin jatkuva tasainen virtaama. Täten alapuolella olevat laitteet voidaan mitoittaa pie-

nemmälle kuormitukselle kuin ilman tasausta.

Allastilavuus tulisi mitoittaa niin suureksi, ettei ylivuotoja tapahdu. Tämän ansiosta ei allasta tarvitse sijoittaa lähelle purkuvesistöä. Altaan täytyttyä yläpuolisessa verkostonosassa tapahtuu padotusta (kuva 3.1).



Kuva 3.1. Varastoaltaan ja sen sovellutuksen imeytysaltaan periaatekuvat /18/.

Imeytysallas, joka on täytetty huokoisella täytteellä, voidaan myös lukea kuuluvaksi varastoaltaisiin. Täytteen tukkeutumisen estämiseksi imeytysaltaaseen voidaan johtaa vain melko puhtaita hulevesiä. Imeytysaltaalla voidaan pohjaveden pinnan korkeus säilyttää ja samalla vähentää sadevesiputkiin virtaavaa veden määrää.

Imeytysaltaista ei ole vielä olemassa kylliksi käyttökokemuksia. Mikäli pohjaveden pinta nousee joskus korkeammalle kuin altaasta lähtevän putken korkeus, saattaa allas jopa toimia pohjaveden poisjohtajana. Samoin täytemateriaalin tukkeutuminen voi aiheuttaa ongelmia (kuva 3.1).

Varastoallasta voidaan käyttää mm. seuraavissa tilanteissa:

- ylikuormitettujen viemäriverkostojen kuormituksen tasaukseen,
- sekaviemäriverkostojen virtaamahuippujen tasaamiseen,
- uusien viemäriverkkojen suunnittelussa, mikäli täten voidaan saavuttaa kustannusten pienentymistä.

3.1.2 Selkeytys- ja ylivuotoallas

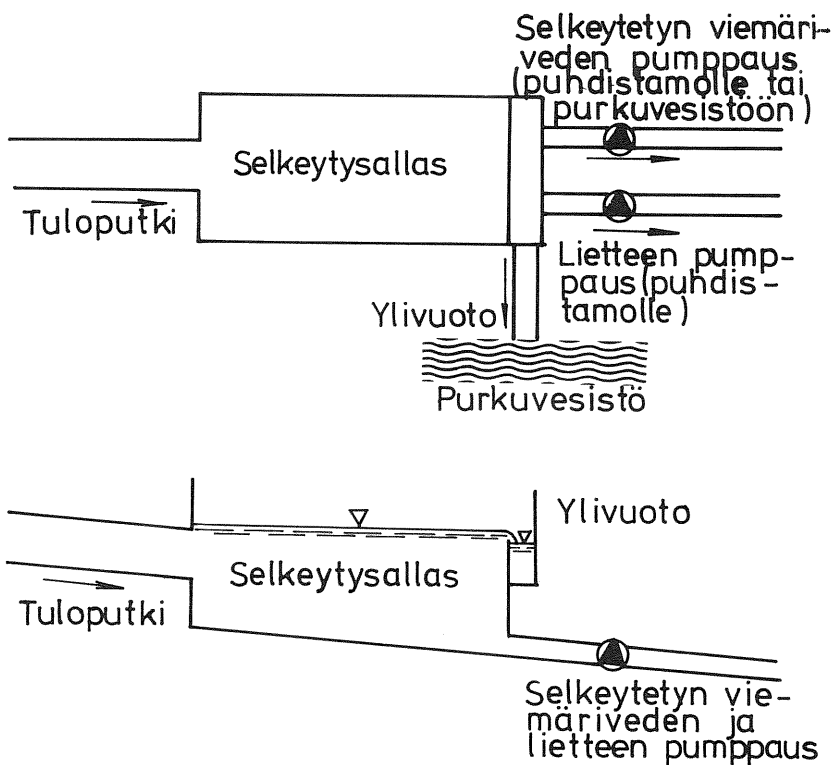
Selkeytysaltaassa laskeutetaan varastoitu viemäriveresi ennen sen mahdollista ylijuoksuttamista purkuvesistöön. Allas mitoitetetaan tietyn viipymän perusteella. Selkeytystyyppisessä tasausaltaassa on ylivuotoreuna, josta selkeytyneet ylivuotovedet johdetaan purkuvesistöön. Pumppauksen avulla altaaseen varastoitunut selkeytynyt viemäriveresi johdetaan puhdistamolle, jos kyseessä on sekajärjestelmä, ja tavallisesti purkuvesistöön, jos kyseessä on hulevedet. Altaan pohjalle laskeutunut liete pumpataan puhdistamolle (kuva 3.2).

Ylivuotoaltaasta ylivuotoon joutuva vesi, josta suurimmat kiinto-ainehiukkaset ovat laskeutuneet altaan pohjalle, johdetaan purkuvesistöön. Pohjalle laskeutuva liete kulkeutuu automaattisesti edelleen puhdistamolle tasatun viemärivereden mukana (kuva 3.3).

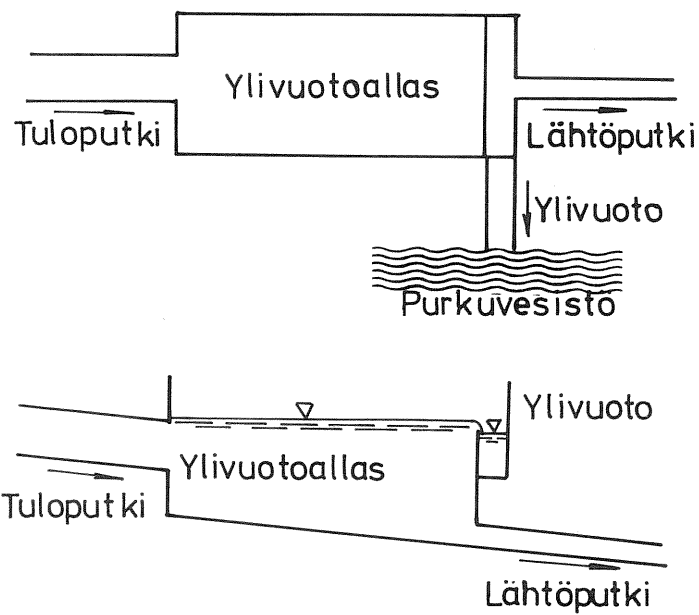
Ylivuotoallasta voidaan käyttää

- ylikuormitettujen viemäriverkostojen kuormituksen vähentämiseen,

- voimakkaasti kuormitetun purkuvesistön kuormituksen vähentämiseen,
- virtaaman tasaukseen ennen puhdistamoa.



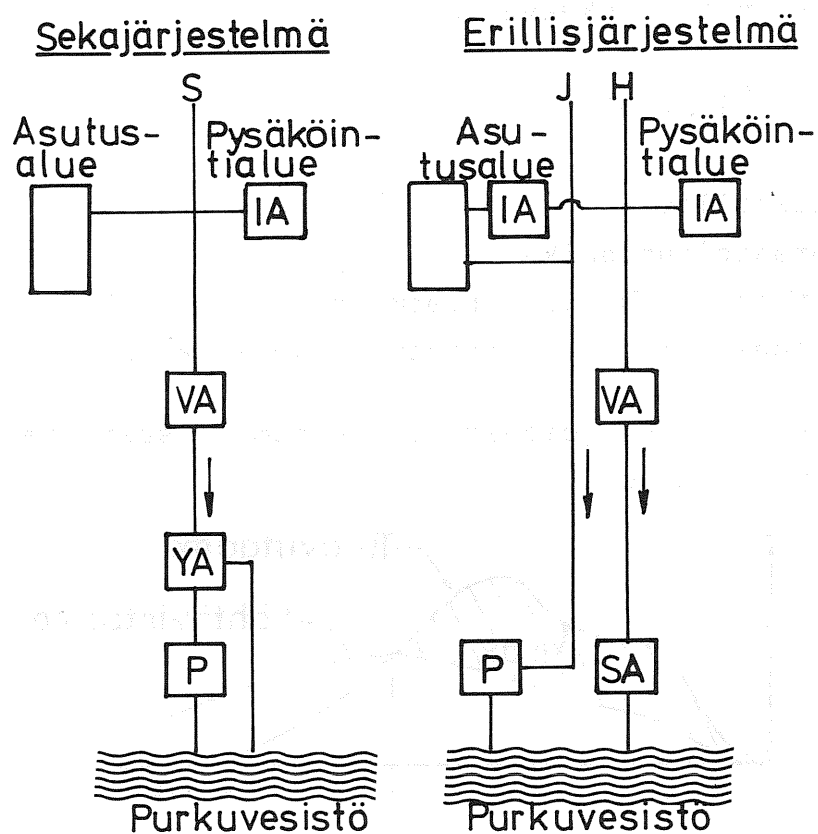
Kuva 3.2. Selkeytysaltaan periaatekuva /18/.



Kuva 3.3. Ylivuotoaltaan periaatekuva /18/.

3.1.3 Tasausaltaiden sijoittaminen verkostoon

Eri allastyyppeiden sijoittaminen verkostoon ilmenee kuvasta 3.4. Rakennusteknisistä syistä on usein edullista sijoittaa altaat viemäri- ja jätevesilinjasta hieman sivuun. Kuvan altaat on sijoitettu sarjaan. Imeytysallas soveltuu vain hulevesille.



S = Sekaviemäriveresi
 J = Jätevesi
 H = Hulevesi
 P = Puhdistuslaitos
 SA = Selkeytysallas
 YA = Ylivuotoallas
 IA = Imeytysallas
 VA = Varastoallas

Kuva 3.4. Tasausaltaiden sijoitusvaihtoehtoja seka- ja erillisviemäriverkostoissa /18/.

3.1.4 Tasausaltaiden mitoitus

Varastoaltaan mitoitus tapahtuu puhtaasti teknisin ja taloudellisin perustein, kun taas selkeytys- ja ylivuotoaltaiden mitoituksessa on otettava huomioon purkuvesistön kuormitus. Syy tähän ilmenee kuvasta 3.4 (selkeytys- ja ylivuotoaltaat sijoitetaan tavallisesti lähelle purkuvesistöä, johon ylivuotovedet johdetaan).

Altaiden yleinen mitoituskaava on

$$V = \int_0^t (q_{\text{tuleva}} - q_{\text{lähtevä}}) dt$$

jossa

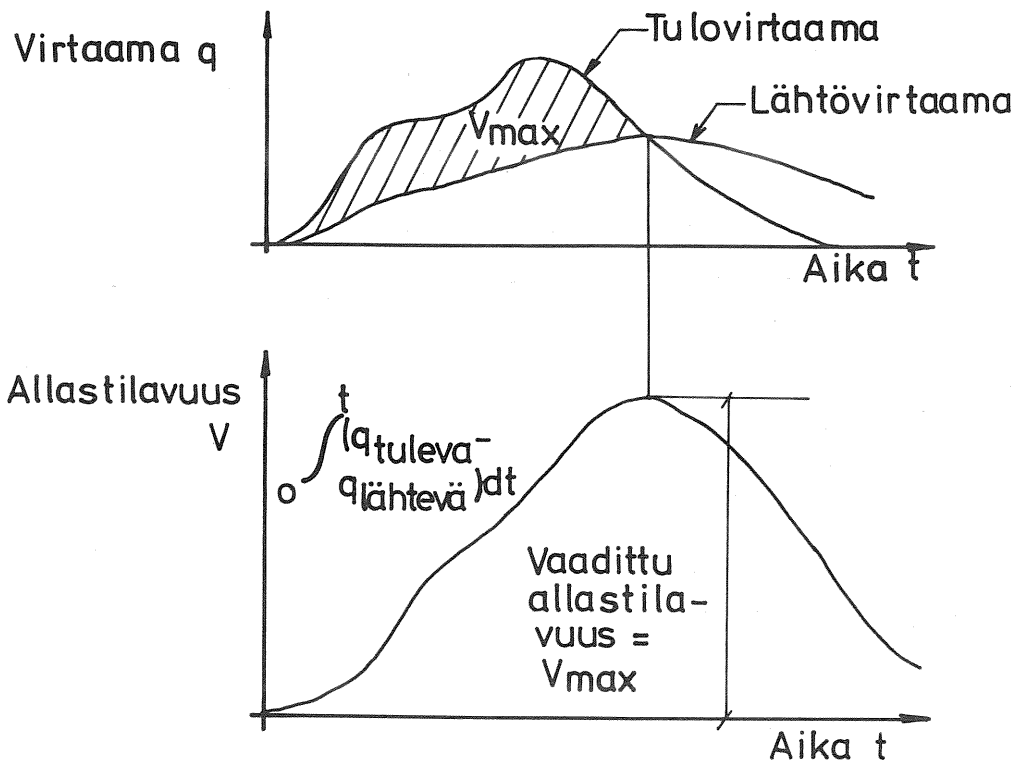
V = allastilavuus

t = varastoitumisaika

q_{tuleva} = altaaseen tuleva virtaama aikayksikössä

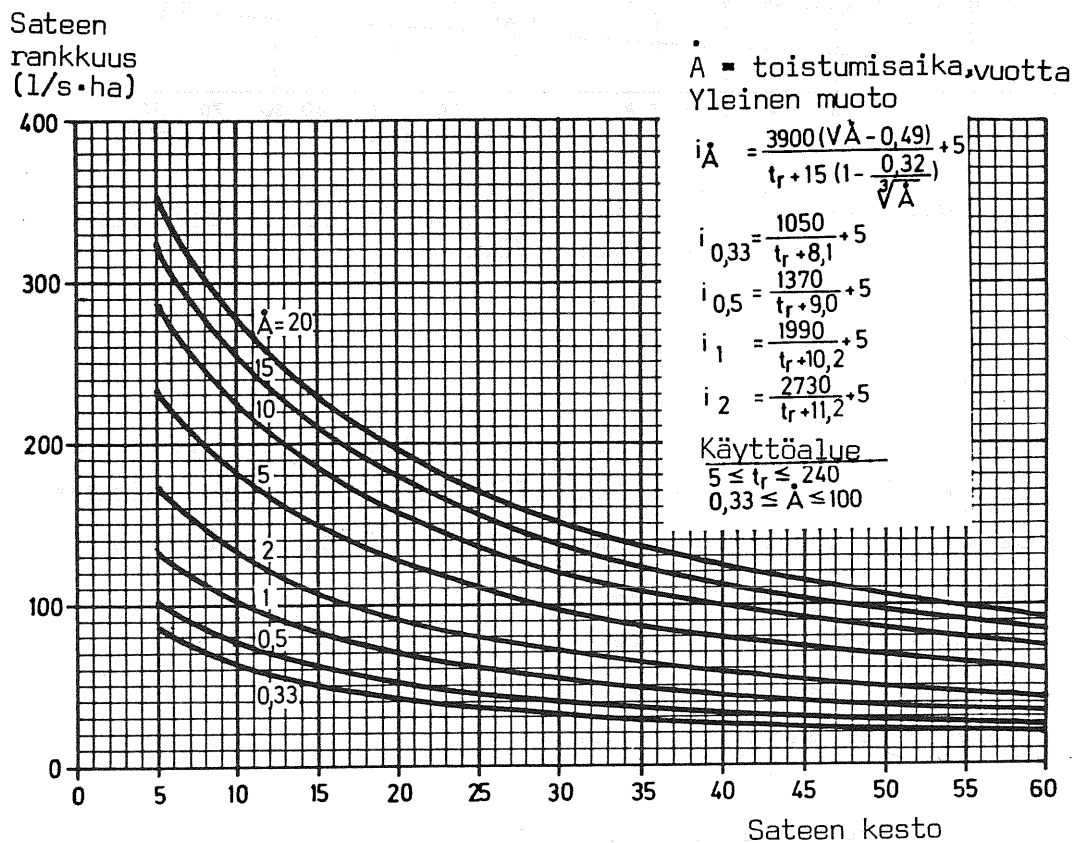
$q_{\text{lähtevä}}$ = altaasta lähtevä virtaama aikayksikössä

Vaadittava allastilavuus voidaan laskea numeerisesti tai graafisesti kuvan 3.5 mukaisesti.

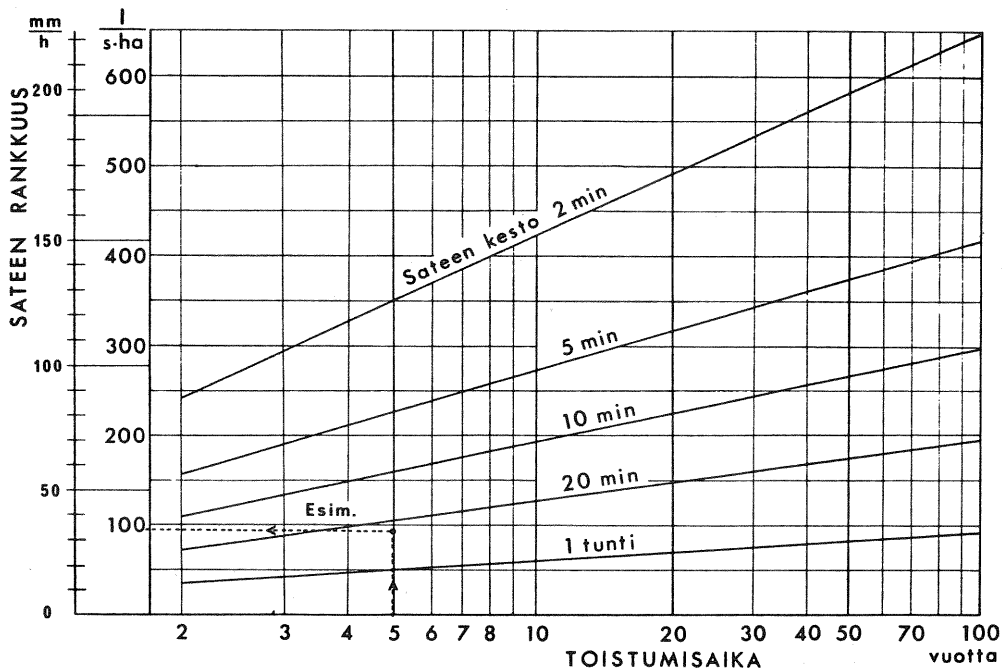


Kuva 3.5. Tasausaltaan tilavuuden graafinen määrittäminen /18/.

Mikäli tasausallas sijoitetaan sekaviemäri- tai sadevesiverkostoon, mitoitus sade on määräävä tekijä. Mitoitussateen valinta riippuu viemäriverkoston sijainnista (kaupunkialue tai sen ulkopuolinen alue, tiheään tai väljästi rakennettu alue) ja tyy-
pistä (seka- tai erillisjärjestelmä). Sateen toistuvuus riippuu sen rankkuudesta mm. kuvien 3.6a (Tukholmassa vuosina 1907 – 1946 mitattujen tulosten mukaan) ja 3.6b (Suomessa suositeltuja arvoja) mukaisesti.



Kuva 3.6a. Sateen rankkuuskäyrä (Tukholma) /19/.



Kuva 3.6b. Viemäreiden mitoitukseen suositeltuja sateiden rankkuuksia Suomessa /32/.

3.1.4.1 Varastoaltaan mitoitus

Graafisesti allastilavuus voidaan määrittää kuvan 3.7 mukaisesti. Nelikulmiot $A \cdot \varphi \cdot i_{T_1} \cdot T_1$ ja $A \cdot \varphi \cdot i_{T_2} \cdot T_2$ edustavat kokonaissademäärää kestoajoilla T_1 ja T_2 . Samanaikaisesti altaasta poistuu virtaama suoran $q_1 - q_2$ mukaisesti, jossa

A = valuma-alueen pinta-ala

φ = valumiskerroin

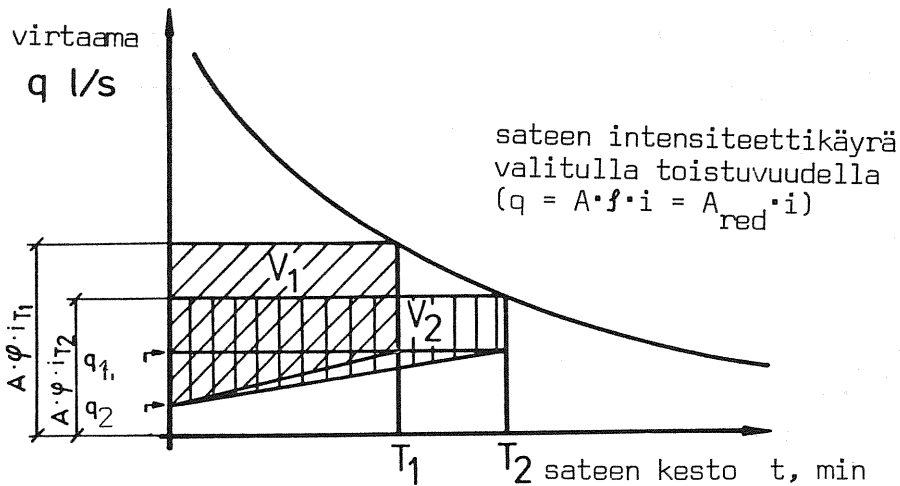
T_j = sateen kesto aika ($j = 1, 2$)

i = intensiteetti

q_1 = lähtövirtaama varastoitumisen alkaessa

q_2 = lähtövirtaama varaston täyttyessä

Pinta-alat V_1 ja V_2 edustavat vaadittavaa allastilavuutta. Valitaan suurin tilavuus, mikä edellyttää useiden sateiden kestoajojen valintaa. Mitoituksessa ei oteta viivettä huomioon.



Kuva 3.7. Varastoallastilavuuden graafinen määrittäminen, viivettä ei oteta huomioon /18/.

Numeerisesti saadaan allastilavuus määrittäytyksi yleisestä yhtälöstä

$$V = (A \cdot \phi \cdot i - \frac{q_1 + q_2}{2}) \cdot t$$

jossa

V = vaadittava allastilavuus

A = valuma-alueen pinta-ala

t = sateen kesto

I:n ja t:n välillä vallitsee yhteys, jolloin allastilavuus saadaan lausutuksi t:n avulla. Derivoimalla saatu yhtälö t:n suhteen ja asettamalla $\frac{dV}{dt} = 0$ saadaan lopulta haluttu maksimitilavuus.

Laskuesimerkki 1

Esimerkkinä mitoitetaan varastoallas edellisen teorian mukaan (viivettä ei oteta huomioon) seuraavilla lähtötiedoilla:

- alueen muunnettu pinta-ala 20 ha
- altaan läpi voi virrata 160 l/s tulvimatta altaaseen
- lähtövirtaus altaasta sen ollessa täysi 630 l/s

- käytetään kerran vuodessa toistuvaa sadetta, jonka intensiteetin ja keston välillä vallitsee yhteys $i = \frac{1990}{t+10,2} + 5$

$$V = (A \cdot f \cdot i - \frac{q_1 + q_2}{2}) \cdot t$$

$$A \cdot f = 20 \text{ ha}$$

$$q_1 = 160 \text{ l/s}$$

$$q_2 = 630 \text{ l/s}$$

$$\begin{aligned} V &= (20 \cdot (\frac{1990}{t+10,2} + 5) - \frac{160+630}{2}) \cdot t \cdot 60 \cdot 10^{-3} \\ &= (\frac{29800}{t+10,2} - 295) \cdot 0,06t \end{aligned}$$

$$V_{\max} = \frac{2388t}{t+10,2} - 17,7t$$

$$\frac{dV}{dt} = \frac{(t+10,2) \cdot 2388 - 2388t}{(t+10,2)^2} - 17,7$$

$$\frac{dV}{dt} = 0 \Rightarrow t^2 + 20,4t - 1272 = 0 \Rightarrow t = 27 \text{ min}$$

$$V_{\max} = \frac{2388 \cdot 27}{27+10,2} - 17,7 \cdot 27 = 1255 \text{ m}^3$$

$$i = \frac{1990}{27+10,2} + 5 = 58 \text{ l/s/ha}$$

Vastaukseksi saatiin varastoaltaan tilavuudeksi $1\,255 \text{ m}^3$ sateen intensiteetillä 58 l/s/ha . Mitoitussade kestää 27 minuuttia.

Edellisessä graafisessa ja numeerisessa menetelmässä ei otettu huomioon valunta-ajan vaikutusta. Kuvassa 3.8 on esitetty graafinen menetelmä, jolla saadaan valunta-aika mukaan. Kuvaan on piirretty kolmen eripituisen sateen aiheuttama varastotilan tarve.

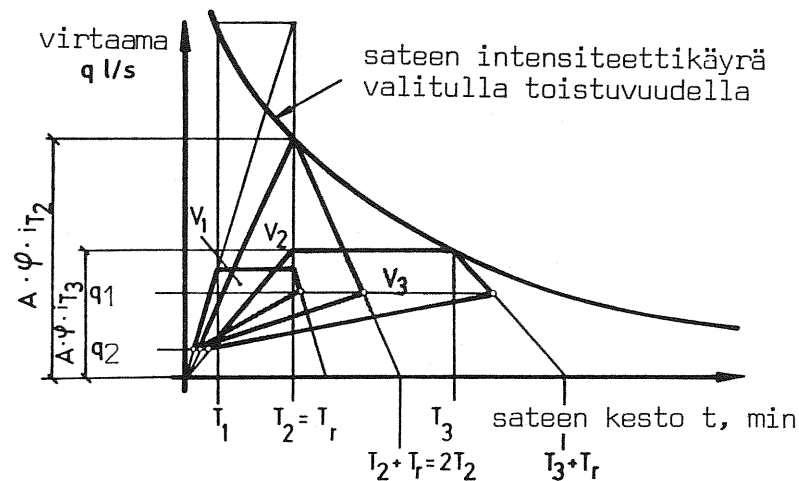
Kuvassa

$$T_e = \text{valunta-aika}$$

$$T_1 < T_r$$

$$T_2 = T_r$$

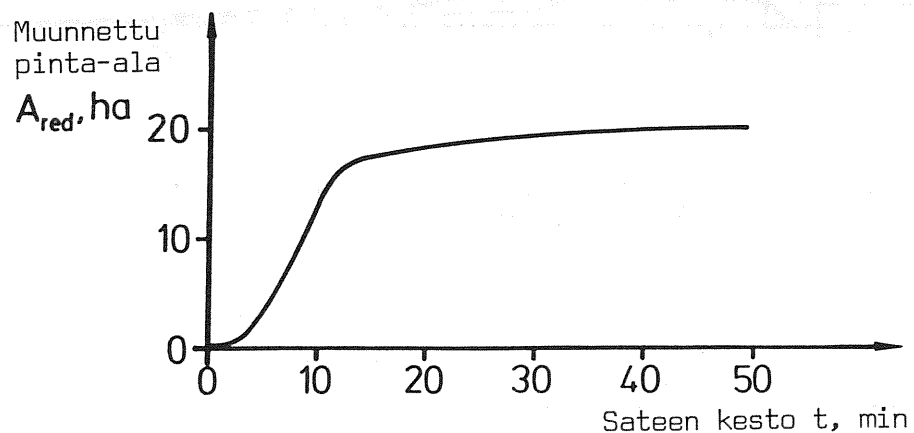
$$T_3 > T_r$$



Kuva 3.8. Varastoallastilavuuden graafinen määrittäminen, kun viive otetaan huomioon /18/.

Kuvasta selviää pinta-alojen määrittämisperiaate. Myös tässä tulee laskea eripituisten sateiden aiheuttama varastotilan tarve, jotta saadaan selville maksimivarastotilavuus (T_r suositellaan vähintään 10 minuutiksi ja laskenta aloitettavaksi tästä hetkestä).

Aika-pinta-alamenetelmässä otetaan paremmin huomioon muuttuvat valunta-ajat, valumakertoimet tutkittavalla alueella sekä alueen muoto kuin edellisessä menetelmässä. Aika-pinta-alamenetelmässä laaditaan kuvan 3.9 mukainen summakäyrä jakamalla viemäröintialue osa-alueisiin ja laskemalla kullakin osa-alueelta tulevan virtaaman kesto aika ja muunnettu pinta-ala.

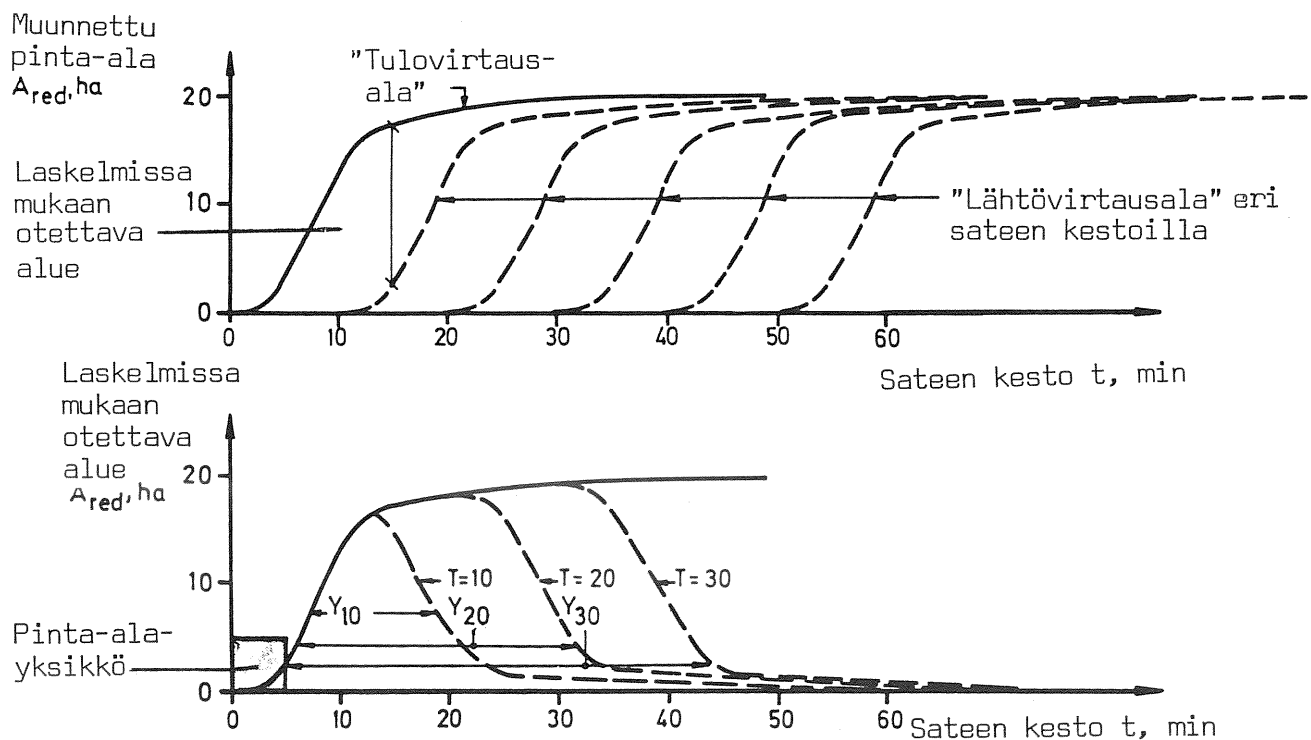


Kuva 3.9. Aika-pinta-alamenetelmässä laadittava summakäyrä.

Laskuesimerkki 2

Esimerkissä 1 ei otettu huomioon viiveen vaikutusta. Aika-pinta-alamenetelmässä oletetaan sateen loputtua kuvan 3.9. summakäyrän laskevan samalla tavoin kuin se sateen kestäessä nousi. Tehtävänä on määrittää esimerkin 1 lähtöarvoilla vaadittava allastilavuus aika-pinta-alamenetelmällä.

Koska suurimman allastilavuuden määräävän sateen kesto-aika on tuntematon, on tehtävä laskettava useilla eri sateen kestoajoilla ($T = 10 \text{ min}, 20 \text{ min}, 30 \text{ min}$) (kuva 3.10).



Kuva 3.10. Varastoallastilavuuden graafinen määrittäminen aika-pinta-alamenetelmällä esimerkissä 2.

Määrätään nousevan ja laskevan käyrän välinen pinta-ala kullakin sateen kestolla (yksikköpinta-alan määrittämisessä on otettava huomioon, että eri sateen kestoajalla on myös eri sateen intensiteetti).

Esimerkiksi

$$T = 10 \text{ min} \Rightarrow i = 163 \text{ l/s/ha}$$

$$Y_{10} = 8,3 \text{ pinta-alayksikköä}$$

$$1 \text{ pinta-alayksikkö} = 5 \text{ ha} \cdot 103 \text{ l/s/ha} \cdot 60 \text{ s} \cdot 10^{-3} = 155 \text{ m}^3$$

$$\frac{q_1 + q_2}{2} = \frac{160 + 630}{2} = 395 \text{ l/s} = \text{keskimääräinen virtaama altaasta sateen aikana}$$

$$1) T = 10 \text{ min}, Y_{10} = 8,3 \text{ pinta-alayksikköä,}$$

$$1 \text{ pinta-alayks.} = 5 \cdot 103 \cdot 5 \cdot 60 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 = 155 \text{ m}^3$$

$$2) T = 20 \text{ min}, Y_{20} = 17,3 \text{ pinta-alayksikköä,}$$

$$1 \text{ pinta-alayks.} = 5 \cdot 70 \cdot 5 \cdot 60 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 = 105 \text{ m}^3$$

$$3) T = 30 \text{ min}, Y_{30} = 25,5 \text{ pinta-alayksikköä,}$$

$$1 \text{ pinta-alayks.} = 5 \cdot 55 \cdot 5 \cdot 60 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 = 82 \text{ m}^3$$

$$V_1 = 8,3 \cdot 155 - 395 \cdot 10 \cdot 60 \cdot 10^{-3} = 1050 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 17,7 \cdot 105 - 395 \cdot 20 \cdot 60 \cdot 10^{-3} = 1385 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 25,5 \cdot 82 - 395 \cdot 30 \cdot 60 \cdot 10^{-3} = 1380 \text{ m}^3$$

Vastaukseksi saatu 1385 m^3 on hieman suurempi allaskoko kuin esimerkissä 1. Aika-pinta-alamenetelmässä tulos on tarkempi.

3.1.4.2 Selkeytysaltan mitoitus

Altaan laskeutusteho määräytyy sen ajan perusteella, jonka viemärivesi on altaassa ennen ylivuotoa. Viiveen pituus määräytyy taas vastaanottavan vesistön ja viemäriveden laadusta. Tavallinen viive on 10...20 minuuttia maksimitulovirtaaman aikana. Altaan ylimitoitus saattaa tapahtua helposti, koska vain kestoaltaan pitkäaikaiset sateet aiheuttavat altaassa ylivuotoa.

Mikäli tulovirtaama altaaseen oletetaan vakioiksi, saadaan vaadittava allastilavuus kaavasta

$$V = 0,06 \cdot T \cdot q_{\text{tuleva}}$$

jossa

V = vaadittava allastilavuus

T = viive

q_{tuleva} = vakiovirtaama

Jotta voitaisiin välttää altaan ylimitoitus, on laadittu maksimivirtausajan ja vaadittavan viiveen välille muunnettu viive T' (taulukko 3.1) /18/. Taulukko pätee saksalaisiin oloihin, mutta sitä voitaneen käyttää myös Suomessa. Ruotsissa suositellaan viiveeksi vähintään 15 minuuttia /18/. Lopuksi vaadittava allastilavuus saadaan edellisen kaavan avulla.

Taulukko 3.1. Tehollinen viive T' , hulevesien selkeytysallastilavuuden määrittämiseksi /18/.

Virtausaika, min	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Muunnettu viive T' , min									
Viive $T = 10$ min	6	8	9	10	10	10	10	10	10
" $T = 15$ "	7	9	11	13	14	15	15	15	15
" $T = 20$ "	7	10	13	15	17	19	20	20	20
" $T = 25$ "	8	11	14	17	19	21	23	24	25

Laskuesimerkki 3

Määritettävä selkeytysaltaan (tulovirtaama oletetaan vakioksi) tilavuus seuraavilla lähtötiedoilla:

- alueen pinta-ala 25 ha
- virtausaika 20 min
- valumakerroin 0,35
- sateen toistumisaika 1 v ja sateen kesto 20 min
- viive altaassa 15 min

Taulukosta 3.1 saadaan teholliseksi viiveeksi 9 min

$$q_{\text{tuleva}} = 75 \text{ l/s/ha}$$

$$q_{\text{tuleva}} = 75 \text{ l/s/ha} \cdot 25 \text{ ha} \cdot 0,35 = 660 \text{ l/s}$$

$$V = 0,06 \cdot T \cdot q_{\text{tuleva}} = 0,06 \cdot 9 \cdot 660 = 360 \text{ m}^3$$

Selkeytysaltaan tilavuudeksi saatiin 360 m^3 .

Ylivuotovesien varastointiin voidaan käyttää myös selkeytysallas-
ta (kuva 3.11). Puhdistamolle johdettava kääntämätön virtaama ole-
tetaan vakioksi ylivuodon mennessä altaaseen. Myös tässä tapauk-
sessa on laskettu muunnetulle viiveelle T' taulukkoarvot /18/.

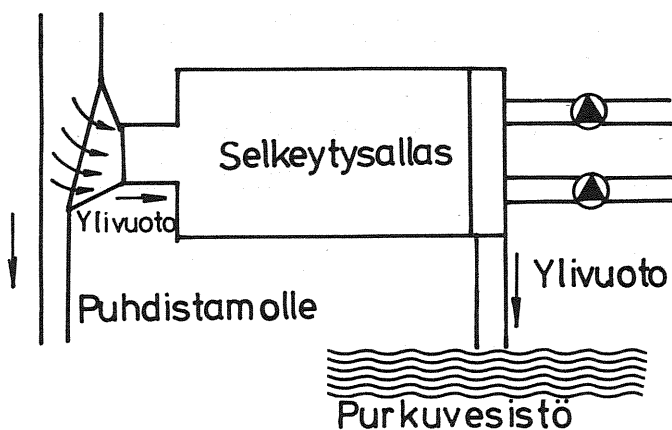
Aluksi määrätään

$$\beta = \frac{q_p}{q_{15}}$$

jossa

q_p = kääntämätön hulevesivirtaama (puhdistamolle)

q_{15} = hulevesivirtaama ylivuotoon 15 min sateen kestolla



Kuva 3.11. Selkeytysaltaan käyttö ylivuotovesien varastoinnissa /18/.

Taulukosta 3.2 katsotaan vastaava muunnettu viive T' .

Ruotsissa suositellaan tässäkin tapauksessa minimiviiveen arvoksi
15 min ja sateen toistuvuudeksi vähintään 5 vuotta. Jos $\beta = 0$,
voidaan käyttää taulukkoa 3.1.

Taulukko 3.2. Muunnettu viive T' ylivuotovesien selkeytysallastilavuuden määrittämiseksi /18/.

Viive min	$\beta = \frac{q_p}{q_{15}}$	Virtausaika, min											
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	
Muunnettu viive T', min													
Viive T=10 min	$\beta = 0,0$	6	8	9	10	10	10	10	10	10	10	10	
	$\beta = 0,1$	5	7	9	9	10	10	10	10	10	10	10	
	$\beta = 0,2$	5	6	8	9	9	10	10	10	10	10	10	-
	$\beta = 0,3$	4	6	8	9	9	10	10	-	-	-	-	
Viive T=15 min	$\beta = 0,0$	7	9	11	13	14	15	15	15	15	15	15	15
	$\beta = 0,1$	6	8	10	12	14	14	15	15	15	15	15	15
	$\beta = 0,2$	5	7	9	10	12	12	13	13	13	14	-	
	$\beta = 0,3$	4	6	7	9	10	11	11	-	-	-	-	
Viive T=20 min	$\beta = 0,0$	7	10	13	15	17	19	20	20	20	20	20	20
	$\beta = 0,1$	6	8	11	13	15	17	18	19	19	19	19	20
	$\beta = 0,2$	5	7	9	11	13	14	16	17	17	17	17	17
	$\beta = 0,3$	4	6	8	10	11	13	14	-	-	-	-	
Viive T=25 min	$\beta = 0,0$	8	11	14	17	19	21	23	24	25	25	25	25
	$\beta = 0,1$	6	9	11	13	16	18	20	22	23	23	23	24
	$\beta = 0,2$	5	8	10	12	13	15	16	17	18	18	-	
	$\beta = 0,3$	4	6	9	11	13	14	16	17	-	-	-	

Tehollinen tasausallastilavuus määrätään nyt kaavasta

$V_{tot} = 0,06 \cdot T' \cdot (q_{tuleva} - q_{lähtevä})$

jossa

- V_{tot} = vaadittava allastilavuus
- q_{tuleva} = hulevesivirtaama maksimivirtauksen hetkellä
- $q_{lähtevä}$ = kääntämätön hulevesivirtaama puhdistamolle
- T' = muunnettu viive

Laskuesimerkki 4

Tehtävänä on määrittää selkeytysaltaan tilavuus, joka sijaitsee ylivuotokaivon jälkeen sekajärjestelmässä.

Lähtötietoja:

- pinta-ala 35 ha
- valumakerroin 0,4
- virtausaika alueella 30 min
- käytetään kerran 5 v toistuvaa sadetta, jonka kesto 20 min
- keskim. jätevesivirtaama 30 l/s
- ylivuotokynnys on mitoitettu 4-kertaiselle laimennukselle
- haluttu viive altaassa 20 min

$$q = A \cdot \varphi \cdot i = 35 \cdot 0,4 \cdot 95 = 1\,330 \text{ l/s}$$

$$\beta = \frac{q_p}{q_{15}} = \frac{4 \cdot 30}{35 \cdot 0,4 \cdot 150} = 0,06$$

Taulukosta 3.2 saadaan $T' = 12 \text{ min}$ ($\beta = 0,06$, virtausaika 30 min)

$$V_{\text{tot}} = 0,06 \cdot T' \cdot (q_{\text{tuleva}} - q_{\text{lähtevä}}) = 0,06 \cdot 12 \cdot (1330 - 120) = 870 \text{ m}^3$$

Ylivuotokaivon jälkeen sijoitetun selkeytysaltaan tilavuudeksi saatiin 870 m^3 .

3.1.4.3 Ylivuotoaltaan mitoitus

Ylivuotoaltaan mitoituksessa on otettava huomioon varastoitavan veden viive, ylivuotavan veden laatu ja ylivuotojen toistuvuus. Mitoituksessa määräävänä tekijänä on purkuvesistön sietokyky ja tila. Ylivuotoallas voidaan mitoittaa samalla tavoin kuin varastoallas käyttämällä hyväksi sateen toistuvuuskäyriä.

Toisaalta mitoitus voidaan suorittaa määrittämällä ylivuotovesille tietty laimennussuhde tai käyttämällä apuna tiettyä kriittistä sateen intensiteettiä. Kriittinen intensiteetti voidaan määrätä karkeasti seuraavan esimerkin mukaisesti

- asukastiheys 100 as/ha
- jätevesimäärä 500 l/as/vrk
- valumakerroin 0,35

- laimennussuhde 3
- kriittinen intensiteetti i_{kr} (l/s/ha)

$$A \cdot \varphi \cdot i = q \Rightarrow 1 \text{ ha} \cdot 0,35 \cdot i_{kr} = 1 \cdot 100 \cdot 3 \cdot 500 \cdot \frac{1}{86400}$$

$$i_{kr} = 5 \text{ l/s/ha}$$

Koska ylivuotoaltaassa on otettava huomioon myös viive, tulee kriittisen sadeintensiteetin olla edellistä suurempi. Sveitsissä suositellaan /20/ seuraavia kriittisen sadeintensiteetin arvoja

Purkuvesistöolot	i_{kr} (l/s/ha)
1. hyvin edulliset	15
2. edulliset	20
3. epäedulliset	25
4. erittäin epäedulliset	30

Ruotsissa käytetään ylivuotoaltaan mitoituksessa seuraavaa lauseketta

$$V = 0,06 \cdot T \cdot (A \cdot \varphi \cdot i_{kr} \cdot \frac{20}{T_r + 10} - \frac{q_1 + q_2}{2})$$

jossa

- V = vaadittava allastilavuus
- A = valuma-alueen pinta-ala
- φ = valumakerroin
- i_{kr} = kriittinen sadeintensiteetti
- q_1 = hulevesivirtaama varastoinnin alkaessa
- q_2 = hulevesivirtaama altaan ollessa täysi
- T_r = valuma-aika
- T = haluttu viive kriittisellä sadeintensiteetillä

Tekijällä $\frac{20}{T_r + 10}$ saadaan valuma-aika mukaan, arvon on oltava $\leq 1,0$. Lausekkeen arvolla 1,0 saadaan valuma-ajaksi 10 minuuttia. Ruotsissa ja Sveitsissä pidetään miniminä 15 minuuttia. Arvot q_1 ja q_2 määrätään hydraulikan avulla.

Laskuesimerkki 5

Laskettava ylivuotoaltaan tilavuus seuraavilla lähtöehdoilla

- kriittinen sadeintensiteetti 25 l/s/ha
- alueen pinta-ala 50 ha
- valumakerroin 0,45
- virtausaika 30 min
- jätevesiä 20 l/s
- allas sijoitetaan sekaviemäriin, jonka maksimikapasiteetti 125 l/s
- altaan ollessa täysi on lähtöputken maksimikapasiteetti 165 l/s
- viive altaassa 15 min

$$V = 0,06 \cdot T \cdot \left(A \cdot \varphi \cdot i_{kr} \cdot \frac{20}{T_r + 10} - \frac{q_1 + q_2}{2} \right)$$

$$A \cdot \varphi \cdot i_{kr} \cdot \frac{20}{T_r + 10} = 50 \cdot 0,45 \cdot 25 \cdot \frac{20}{30 + 10} = 280 \text{ l/s}$$

$$q_1 = 125 - 20 = 105 \text{ l/s}$$

$$q_2 = 165 - 20 = 145 \text{ l/s}$$

$$V = 0,06 \cdot 15 \cdot \left(280 - \frac{105 + 145}{2} \right) = 0,06 \cdot 15 \cdot 155 = 140 \text{ m}^3$$

3.1.5 Tietokoneohjelmien käyttö mitoituksessa

Viemäriverkoston ja siihen liittyvien ilmiöiden kompleksisen luonteen vuoksi on edellä esitetyillä käsinlaskentamenetelmillä mahdollista tarkasti (usein edes tyydyttävän tarkasti) kuvata viemäriverkoston toimintaa ja edelleen mitoittaa mm. varastoallastilavuus eri tilanteissa. Nykyisin on olemassa jo valmiita tietokoneohjelmia tämäntyyppisten ongelmien ratkaisemiseksi.

SIMU:n nykyinen versio on monipuolinen ja käyttökelpoinen kyseisissä ongelmissa. Se ottaa huomioon laskennassa mm. seuraavat tekijät:

- sade, jonka muoto, rankkuus ja kesto ovat määriteltävissä,

- valuma-alueen jako halutun kokoisiin ja muotoisiin osa-alueisiin (läpäisevyysaste, kaltevuus, maanpinnan karkeus jne.),
- viemäriverkoston tarkka kuvaus,
- huleveden määrän ja laadun laskenta,
- jäteveden määrä, laatu (sekaviemäreissä) ja vaihtelukertoimet,
- laaja valikoima tasausallastyypeistä,
- ylivuotokaivot,
- monipuolinen tulostusrutiini,
- mm. varastoidun viemärivereden käsittelyoperaatioita.

Ohjelma laskee mahdollisimman totuudenmukaisesti gravitaatiojärjestelmän virtaamat viiveineen. Vastaavaan laskentatarkkuuteen pääsemiseksi käsinlaskentamenetelmillä on käytännössä mahdotonta.

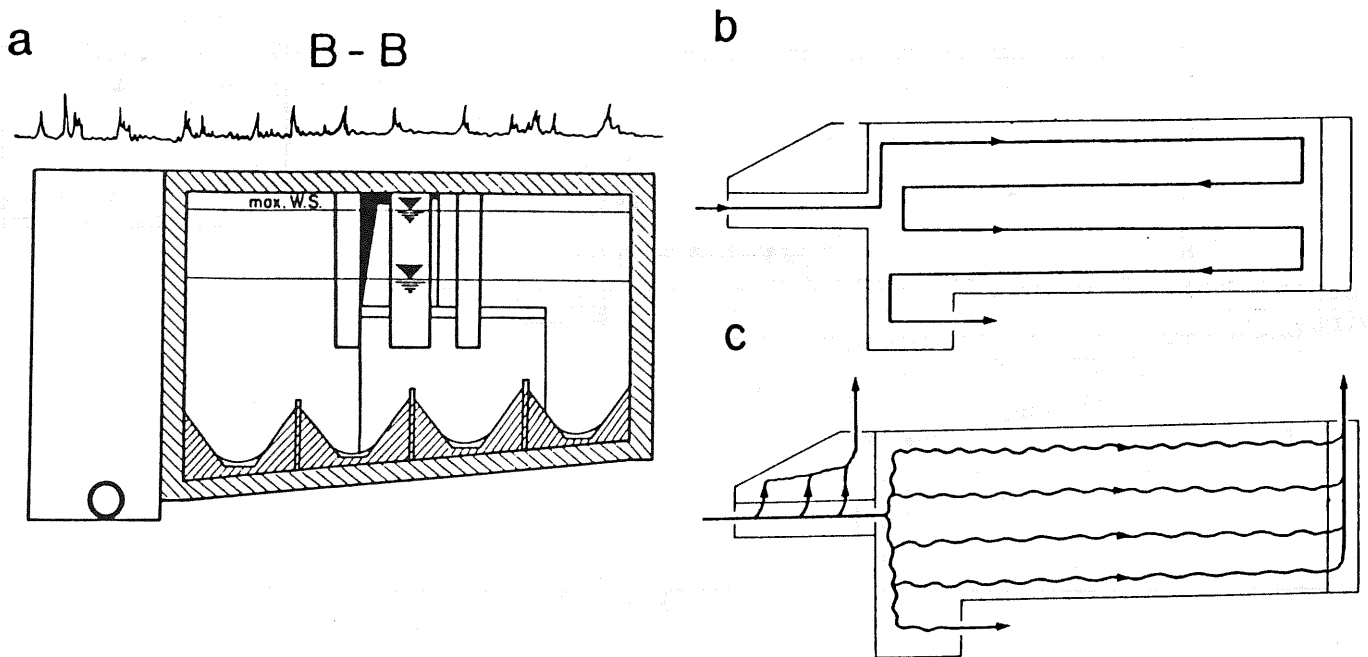
Tässä tutkimusprojektissa on käytetty simulointimallia tasausallastilavuuden määrittämisessä. Kirjallisuusviitteessä /17/ on tutkittu sekajärjestelmään sijoitettavien tasausaltaiden mitoistusta.

3.1.6 Pohjakourulliset tasausaltaat

Sveitsi on kokonaisuudessaan sekaviemäröityä aluetta. Siellä on kehitetty sadeveden tasausallasratkaisu, jossa pohjalle laskeutuneen kiintoaineen huuhtoutuminen tapahtuu altaan tyhjentymässä /21/.

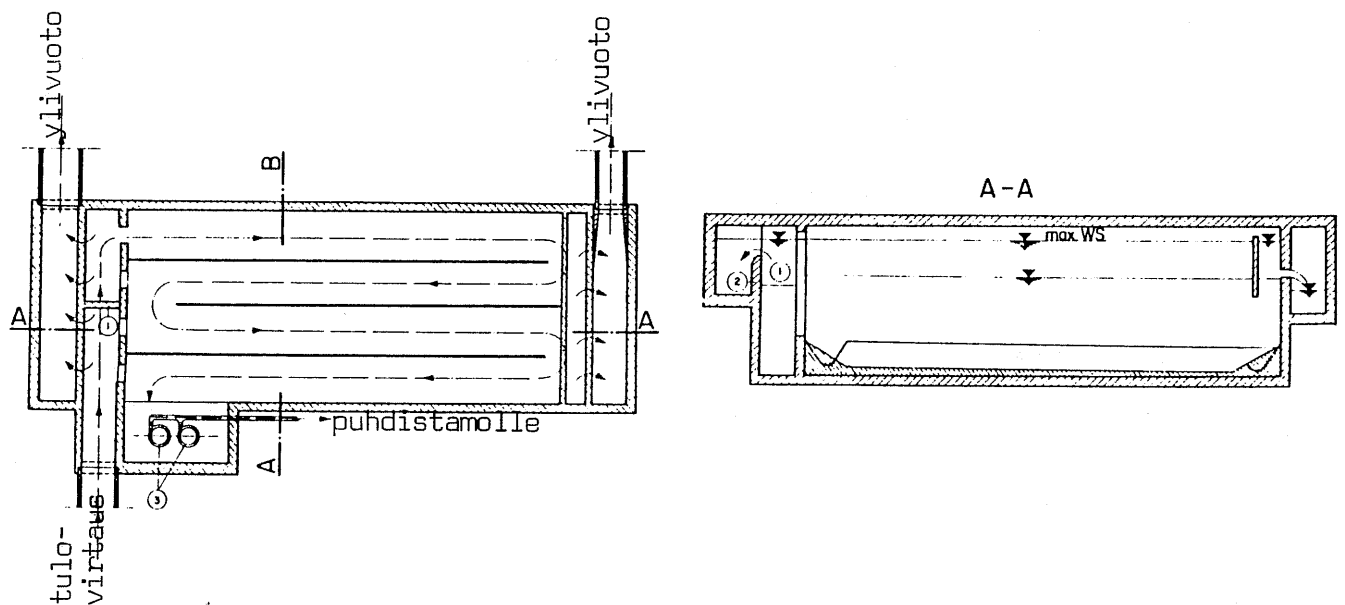
Tällä hetkellä Sveitsissä on käytössä yli 70 tämäntyyppistä tasausallasta. Kokemukset ovat olleet hyviä siellä, missä altaiden mitoitus ja käyttö on suoritettu oikein.

Tasausaltaat ovat joko itsestään tyhjentyviä (kuva 3.12) tai niihin on järjestetty pumppaus (kuva 3.13) ja mahdollisesti pohjalle laskeutuneen kiintoaineen huuhtoutumismahdollisuus (kuva 3.14).

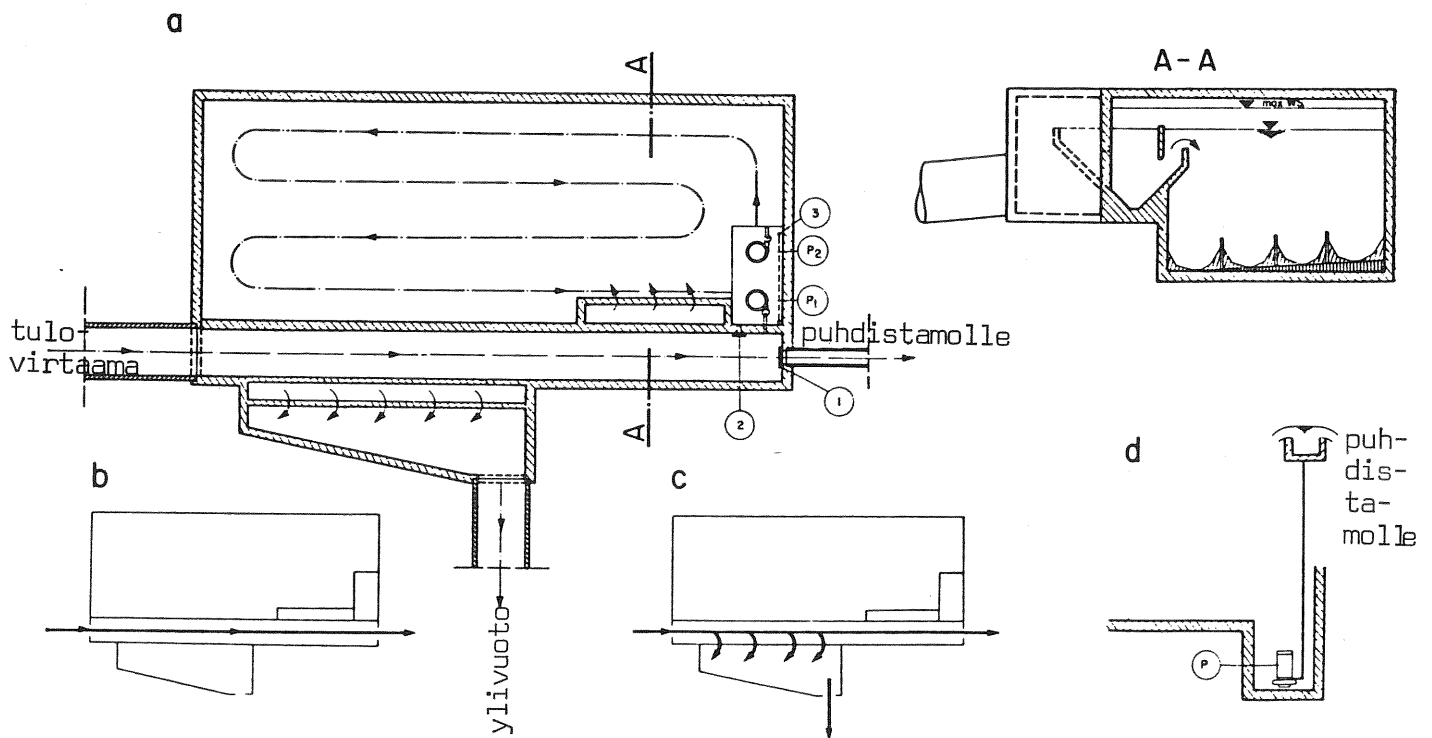


Kuva 3.12. Gravitaatioon perustuva tasausallas /21/

- a) poikkileikkaus
- b) läpivirtauskaavio keskimääräisen virtaaman aikana
- c) läpivirtauskaavio maksimivirtaaman aikana



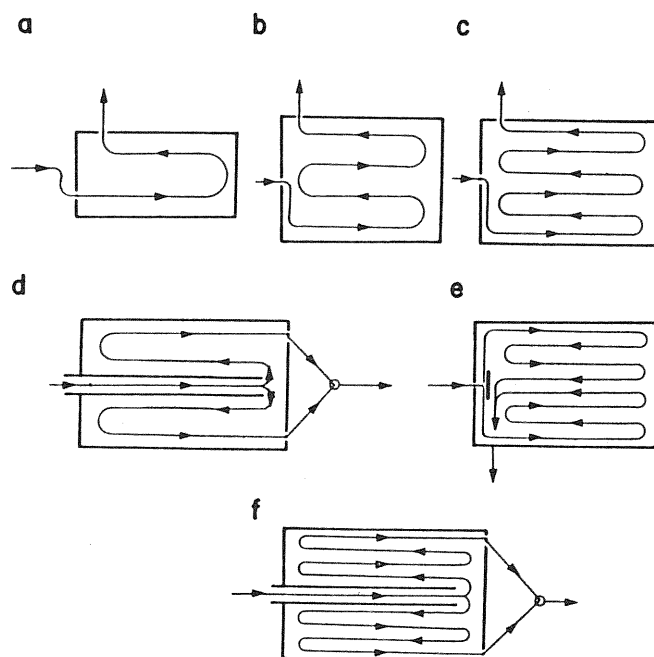
Kuva 3.13. Pumppaamon yhteydessä oleva tasausallas /21/
1) tulokanaali 2) ylivuotoreuna 3) pumput



Kuva 3.14. Tasaussallas, jossa altaan tyhjennys tapahtuu pump-
paamalla. Allas voidaan huuhtoa kuvan mukaisella
pumppausjärjestelyllä /21/
a) altaan pohjapiirros
P1 tyhjennyspumppu, P2 huuhtomispumppu P tyhjennys- ja
huuhtomispumppu, 1,2 luukut, 3 puhtasvesihana
b) läpivirtauskaavio keskimääräisen virtaaman aikana
c) läpivirtauskaavio maksimivirtaaman aikana altaan
ollessa täysi
d) pumppausjärjestely altaan tyhjennyksen ja huuhto-
misen tapahtuessa samalla pumpulla

Pohjalle laskeutuvan kiintoaineen huuhtoutuminen tapahtuu altaan tyhjentymisen loppuvaiheessa, kun veden virtausnopeus kasvaa pohjakourujen ansiosta. Vaadittava virtausnopeus riippuu altaan tyhjentymisperiaatteesta sekä pohjakourujen kaltevuudesta ja muodosta. Keskimääräisen virtaaman aikana tulee virtausnopeuden olla $\geq 0,6 \text{ m/s}$.

Kuvassa 3.15 on esitetty muutamia pohjakourujen sijoitusvaihtoehtoja. Ratkaisut a, b ja c kuvassa 3.15 ovat yleisimmin käytettyjä.



Kuva 3.15. Tasausaltaan pohjakourujen sijoitusvaihtoehtoja /21/ a,b,c) yksinkertainen virtausjärjestely, jossa vesi tulee altaan päädystä
e) altaaseen tuleva vesi jaetaan altaan molemmiin puolin (vain suurille altaille)
d,f) tuleva virtaus ohjataan altaan etuosaan (vain poikkeustapauksissa)

Vaihtoehto (kuva 3.15c), jossa tulovirtaus jaetaan kahteen osaan, sopii etupäässä suurille altaille. Koska virtaama jakautuu näissä kahteen osaan, altaan pohjakourujen kaltevuuden täytyy olla vastaavasti suurempi, eikä altaan korkeudessa saavutettava hyöty sitten ole merkittävä. Kuvan 3.15 d)- ja f)-vaihtoehdot ovat toteutukseltaan monimutkaisia ja soveltuvatkin vain tiettyihin olosuhteisiin. Pohjakouruissa on vältettävä teräviä reunoja, joihin tekstiilit, paperit ym. saattavat tarttua kiinni.

Olosuhteet pohjakouruissa ovat vaikeita mm. seuraavissa paikoissa ja tilanteissa:

- pohjakourujen mutkat,
- altaan ollessa täysi tapahtuu liettymistä,
- voimakkaan sateen vaikutuksesta viemäriverkosto huuhtoutuu, sitä vastoin varastoaltaassa virtausnopeus pohjakouruissa pienenee vedenpinnan noustessa yli kourun reunojen.

Vaikka pohjakourujen mitoituksesta ei ole olemassa kylliksi teoriatietoja, on käyttökokemusten pohjalta saatu seuraavia nyrkki-sääntöjä:

- veden minimivirtausnopeus pohjakouruissa keskimääräisen virtaaman aikana $v_{\min} \geq 0,6 \text{ m/s}$
- sateen alkaessa tulee virtausnopeuden saavuttaa lyhytaikaisesti arvo $0,8 \dots 1,0 \text{ m/s}$
- korkeudenpudotus pohjakourujen mutkissa on otettava huomioon ($1 \dots 2 \text{ cm/180}^\circ$)
- pohjakourujen sivuseinämien kaltevuus 1,4:1 on todettu riittäväksi kaikissa tapauksissa

3.2 Viemäriin asennettavat tasaajat

Virtaamien taseus suoritetaan yleensä verkkoon liittyvillä betonialtailla, tunneleilla jne. huolimatta siitä, että itse viemäreistä löytyy huomattavaa käyttöön ottamatonta kapasiteettia. Suurin syy viemäreiden koko kapasiteetin hyödyntämättömyyteen padotuselementtien avulla on ollut se, että padotuselementit vaikuttavat epäsuotuisasti täyden viemärin jäteveden johtokykyyn.

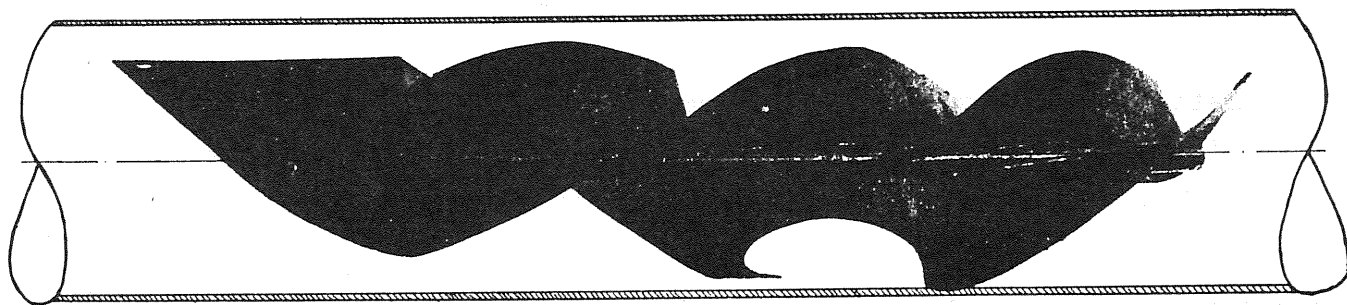
Minnesotassa Minneapolis - St. Paulissa on voimakkaasti vähennetty sekajärjestelmän ylivuotojen toistuvuutta ja määrää viemäreissä tapahtuvalla tasauksella /22,23/. Taseus perustuu tietokoneen avulla kauko-ohjattuihin luukkuihin, pumppuihin ja ylivuotoreunoihin. Tietokone saa mittaustulokset sademääristä, viemäriveresimääristä, vedenpinnan tasosta jne. puhelinverkon kautta. Näiden tulosten avulla järjestelmää ohjataan siten, että ylivuotoja ei tapahdu silloin, kun alapuolisissa viemäreissä on kapasiteettia.

Seuraavassa on tarkasteltu itsesäätyvää virtaamantasaajaa. Muihin järjestelyihin ei sen sijaan ole puututtu.

3.2.1 Itsesäätyvä virtaamantasaaja

3.2.1.1 Ominaisuudet

Ruotsalainen Vattenbyggnadsbyrå (VBB) on kehittänyt uuden gravitaatioviemäreihin soveltuvan itsesäätyvän virtaamantasaajan (kuva 3.16), johon ei sisälly liikkuvia osia /22,23/. Teoreettiset ja laboratoriomittauksiin perustuvat tulokset on varmennettu Nackan kunnassa suoritetuissa käytännön kokeissa. Saavutetut tulokset ovat olleet hyvin tyydyttäviä.

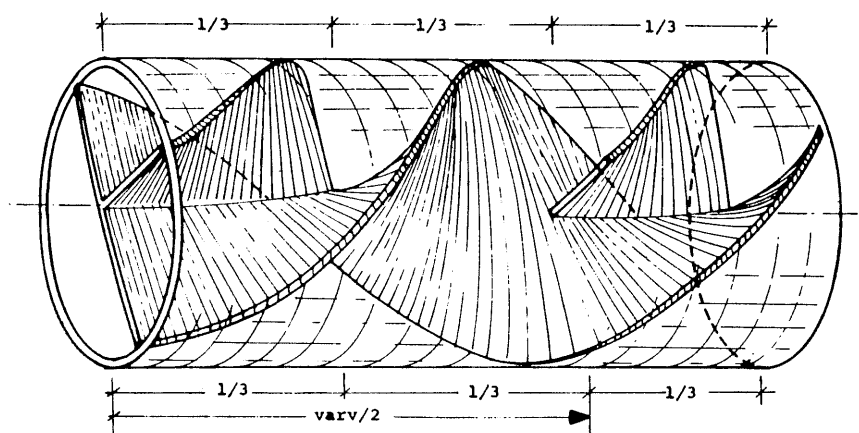


Kuva 3.16. Itsesäätyvä virtaamantasaaja /22/.

Virtaamantasaaja muodostuu viemäriin asennetusta levymäisestä ruuvista, joka on kiertynyt 270° (kuva 3.17). Ruuvin leveys vastaa noin 90 %:a viemärin halkaisijasta.

Ruuvin alaosassa on aukko, jonka tietty perusvirtaama voi läpäistä. Perusvirtaama on niin suuri, ettei viemärin itsepuhdistumiskyky häiriinny.

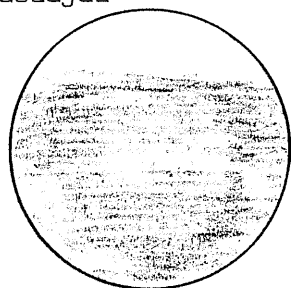
Jos viemärin virtaama ylittää perusvirtaaman, veden pinta nousee yläpuolisessa viemäriosuudessa ja viemärissä tapahtuu varastoitumista. Muodostuvan varaston koko riippuu viemärin halkaisijasta ja kaltevuudesta sekä nettotulovirtaamasta. Kun tulovirtaama on perusvirtaamaa suurempi, veden pinta nousee viemärin puoliväliin



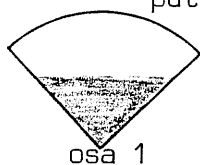
Kuva 3.17. Piirros virtaamien tasaajasta /23/.

asti ilman, että perusvirtaamaa olennaisesti suurempia vesimääriä pääsee virtaamantasaajan lävitse. Jos vedenpinta nousee puolivälin yläpuolelle, virtaama jakautuu neljään osaan (kuva 3.18).

putki ilman virtaaman-
tasaajaa



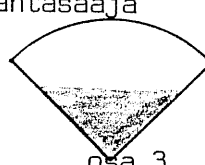
putki, jossa on virtaamantasaaja



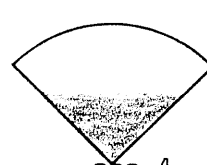
osa 1



osa 2



osa 3



osa 4

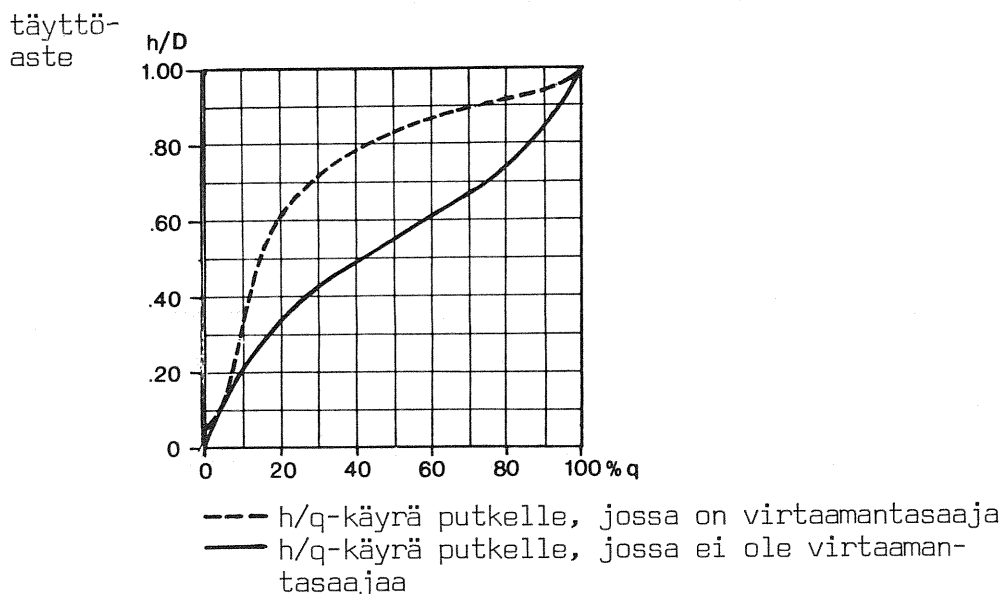


perusvirtaaman
aukko

Kuva 3.18. Poikkileikkaus virtaamantasaajan vaikutuksesta /22/.

Tällöin laitteella on maksimaalinen padotusvaikutus yläpuolisen viemärin vedenkorkeuteen. Padotusvaikutus vähenee täyttöasteen kasvaessa edelleen ja lakkaa kokonaan, kun putki on täynnä (kuva

3.19). Kuvassa maksimivirtaama saavutetaan täydessä putkessa, mikä poikkeaa normaalista mitoituksesta ja tämän tutkimuksen lähtökohdista (vrt. taulukot 4.1...4.5).



Kuva 3.19. Täyttökäyrät /22/.

Putken ollessa täynnä jätevesi läpäisee virtaamantasaajan ilman, että tällä olisi käytännössä vaikutusta putken kapasiteettiin. Kuvan 3.19 mukaisesti 70 %:n täyttöasteeseen asti virtaamantasaajan täyttökäyrä on jyrkempi kuin tavallisen putken täyttökäyrä. Tämä merkitsee sitä, että lähtevä virtaama on tällä alueella suhteellisen riippumaton varastoituneen jäteveden pinnankorkeuden vaihteluista. Näin päästään tasaiseen lähtevään virtaamaan.

3.2.1.2 Käyttönäkökohtia

Virtaamantasaajan suunnittelussa on kiinnitetty erityistä huomiota lika-aineiden kiinnittymisen ehkäisyyn. Tämän vuoksi tulopuolen reunat on leikattu viistoiksi ja peitetty sileällä muovilla. Perusvirtaaman aukko on suunniteltu sekä minimivirtaamia varten että mahdollistamaan yläpuoliseen viemäriin perusvirtaamaa suurempien virtaamien aikana muodostuvan varaston vähittäinen tyhjentyminen.

Virtaamantasaaja ei vaadi viemäriltä tiettyä kaltevuutta, joten se voidaan asentaa olevaan järjestelmään. Muita hyviä puolia ovat liikkuvien osien puute ja suhteellisen halpa hinta. Haittana on jokaiseen viemäriin asennettavaan laitteeseen liittyvä liettymisriski.

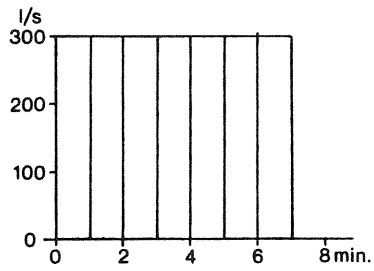
3.2.1.3 Käytännön kokemuksia

Virtaamantasaaja testattiin Ruotsissa Nackan kunnassa siten, että yhteen puhdistamolle johtavaan pääviemäriin asennettiin neljä virtaamantasaajaa. Jätevedet tulivat viemäriin pumppaamon kautta, minkä johdosta puhdistamon tulovirtaama oli epätasainen ja sysäyksittäinen.

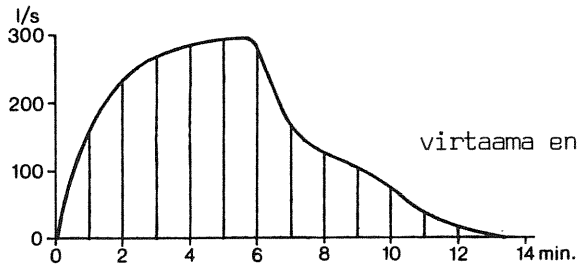
Virtaamantasaajien asennus suoritettiin yöllä. Yhden laitteen asennus keskeytti pumppauksen 1/2...1 tunniksi. Kunkin asennuksen jälkeen suoritettiin jatkuvat mittaussarjat putken täyttöasteesta.

Kuvassa 3.20 on esitetty tulos 7 min kestäneen pumppauksen taantumisesta.

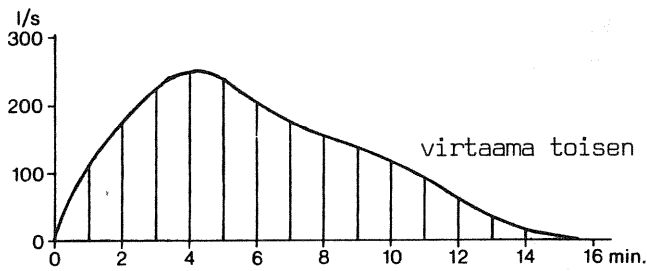
VBB:n tutkimuksissa on päädytty siihen, ettei virtaamantasaajaa kannata asentaa kuin \varnothing 800 mm ja sitä suurempiin viemäreihin, jotta tasaus olisi haluttu ja laitteen käyttö taloudellisesti järkevää. Lisäksi putkien kaltevuuden tulisi olla melko pieni. Yleensä suuret pää- ja kokoojaviemärit täyttävät nämä ehdot ja soveltuvat täten hyvin virtaamantasaajien käyttöön.



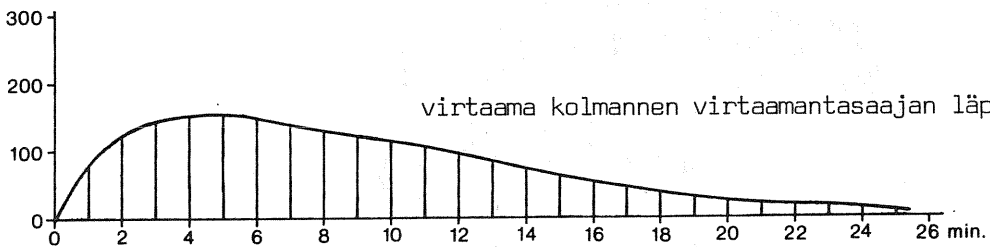
pumppukapasiteetti 300 l/s
pumppausaika 7 min



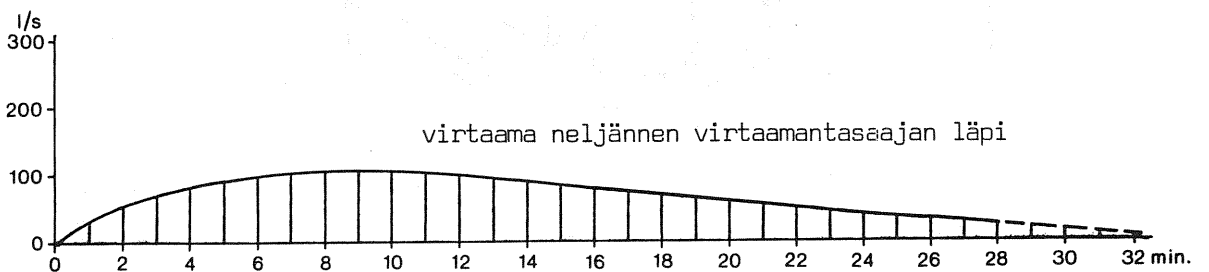
virtaama ensimmäisen virtaamantasaajan läpi



virtaama toisen virtaamantasaajan läpi



virtaama kolmannen virtaamantasaajan läpi



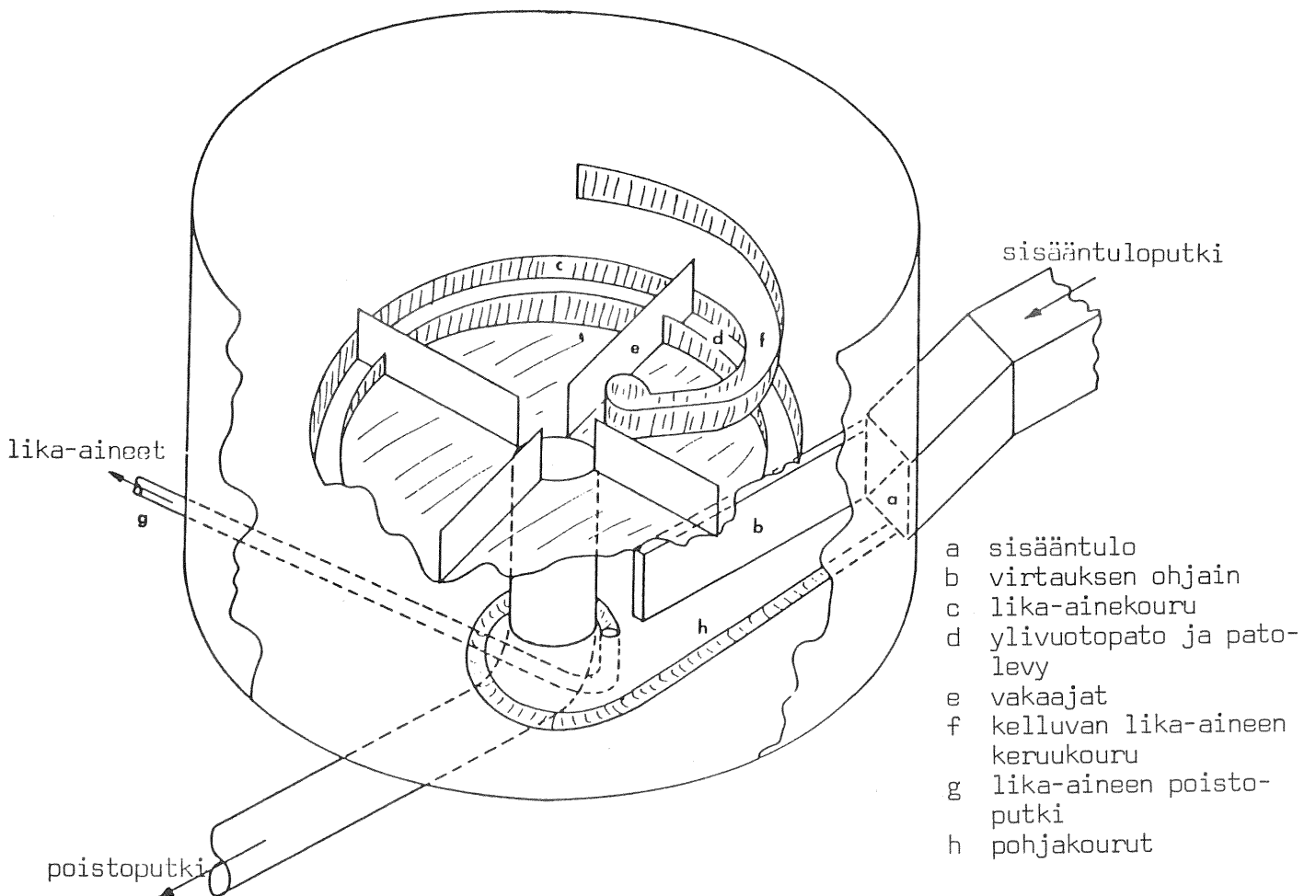
virtaama neljännen virtaamantasaajan läpi

Kuva 3.20. Esimerkki virtaamantasaajilla suoritetusta kokeesta /22/.

3.3 Pyörre-erotin

Pyörre-erotin on ylivuoto- ja hulevesien käsittelyyn tarkoitettu mekaaninen puhdistusyksikkö, jossa ei ole liikkuvia osia (kuva 3.21). Tuleva vesi kiertää pyörre-erottimessa, jolloin kiintoaine erottuu kehän reunosiin ja laskeutuu pohjalla oleviin kouruihin. Käsitelty vesi poistuu erottimen keskellä olevasta putkesta. Laitteen pinnalla on kelluvan lika-aineen keruukouru. Pyörre-erottimessa puhdistettu vesi voidaan johtaa jatkokäsittelyyn tai purkuvesistöön ja erotettu liete puhdistamolle menevään viemäriin tai muualle jatkokäsiteltäväksi.

Pyörre-erottimen etuja ovat pieni investointikustannus ja huollon helppous liikkuvien osien puuttuessa. Laitteen toimintaa ohjaa automaattisesti sisäänvirtaavan jäteveden määrä.



Kuva 3.21. Pyörre-erottimen rakenne /17, 33, 34/.

4. MALLIKOHTEN VIEMÄRIVERKOSTON KUVAUS

Nykyisen runkoviemärin vaikutuspiiriin kuuluvat Keravan kaupunki, osittain Vantaan kaupunki sekä Helsingin kaupungin pohjoisosa. Vuonna 1976 liitetään runkoviemäriin Hyrylä sekä vuonna 1978 Järvenpään kaupunki. Järvenpää yhtyy runkoviemäriin Keravan puolella ja Hyrylä Vantaan puolella lähellä Keravan ja Vantaan rajaa.

4.1 Järvenpää

Järvenpään kaupungin viemäriverkostoon kuuluu tällä hetkellä jäteveden puhdistamo, jonka toiminta lopetetaan Järvenpään ja Keravan välisen meriviemärilinjan valmistuttua. Meriviemärilinja rakennetaan putki/tunnelivaihtoehtona, jossa Järvenpään ja muut Ali-Keravan yläpuoliset jätevedet kootaan putkiviemärillä Ali-Keravalle ja sieltä edelleen tunnelissa etelään. Putkiviemäriosuuden pituus on 8,65 km. Tunneliosuuden pituus on 2,8 km ja sen varastotilan suuruus on 17 000 m³.

Kapasiteettitarkasteluun on Järvenpään viemäriverkosta otettu viemäriosuuksia seuraavasti:

halkaisija mm	pituus m
220	400
300	400
400	7 260
500	550
600	920
800	1 300

Kuvassa 4.1 on esitetty Järvenpään viemäriverkosto ja taulukossa 4.1 vastaavat johto-osatiedot.

Viemäröintialueen pinta-ala on 1 200 ha.

Järvenpää – Kerava-välisen meriviemärilinjan valmistuttua Järvenpään jätevedet pumpataan noin 900 metrin pituiseen paineviemäriin,

minkä jälkeen viemäri muuttuu gravitaatioviemäriksi. Pumppaamon nostokorkeus on 15 metriä ja keskimääräinen kapasiteetti vuonna 1980 85 l/s.

Taulukko 4.1. Järvenpään viemäriverkoston johto-osatiedot

Johto-osan numero	Kaltevuus o/oo	Pituus m	Halkaisija m	Virtaama täytenä l/s	Maksimi- virtaama l/s
Suunniteltu viemäri- tunneli					
802	2,2	930	2,6 x 2,4	10447	12315
804	2,2	930	2,6 x 2,4	10447	12315
806	2,2	930	2,6 x 2,4	10447	12315
Suunniteltu putkiviemäri					
808	2,2	1090	1,00	1130	1220
810	2,2	1090	1,00	1130	1220
812	2,2	1090	1,00	1130	1220
814	2,2	1090	1,00	1130	1220
816	2,2	1090	1,00	1130	1220
818	2,2	1090	1,00	1130	1220
820	2,2	1090	1,00	1130	1220
822	2,2	1070	1,00	1130	1220
Rakennetut kokooja- viemärit					
102	1,5	100	0,80	512	553
104	7,7	250	0,45	250	270
106	6,9	170	0,38	146	157
108	5,6	190	0,30	72	78
110	15,0	250	0,40	255	275
112	1,5	550	0,80	512	553
114	4,8	650	0,80	916	989
116	51,0	100	0,60	1387	1498
118	20,5	300	0,50	541	584
120	6,0	120	0,40	161	174
122	1,4	480	0,80	495	534
124	8,5	770	0,40	192	207
126	8,0	770	0,40	186	201
128	6,0	780	0,40	161	174
130	7,6	600	0,60	535	578
132	2,0	220	0,60	275	297
134	11,0	280	0,30	101	110
136	24,0	400	0,22	70	75
138	4,7	560	0,40	143	154
140	5,0	850	0,40	147	159
142	5,0	900	0,40	147	159
144	4,0	600	0,40	132	142
146	4,0	600	0,40	132	142
148	4,0	900	0,40	132	142

4.2 Kerava

Keravan kaupungin viemäriverkostossa on Ali-Keravan pumpppaamo, jonka kapasiteetti on 115 l/s. Tutkimukseen on otettu mukaan seuraavat viemäriosuudet:

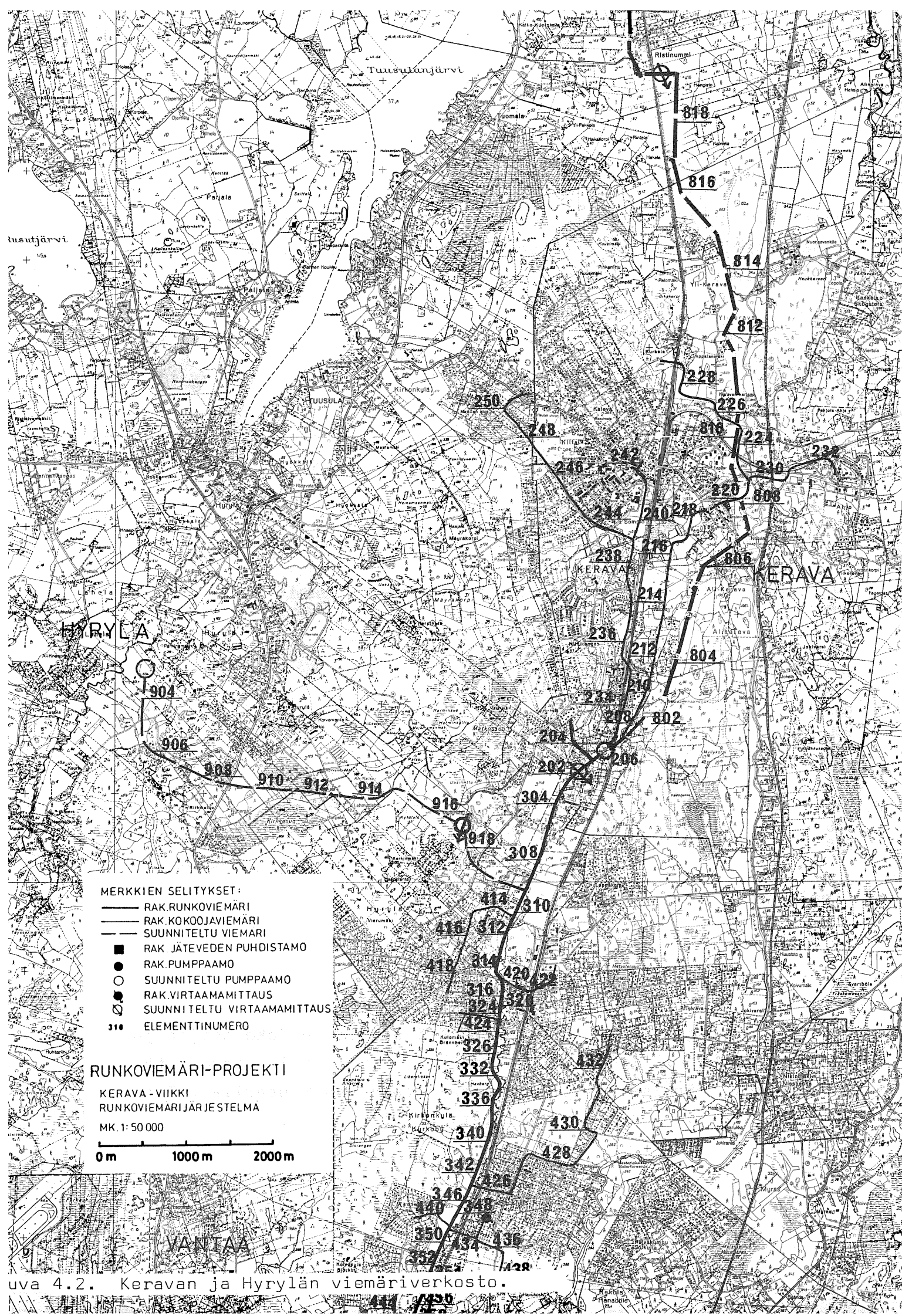
halkaisija mm	pituus m
400	3 810
450	1 360
500	1 680
600	5 140
800	2 060

Viemärointialueen pinta-ala on 1 210 ha.

Kuvassa 4.2 on Keravan viemäriverkosto ja taulukossa 4.2 johto-osatiedot.

Taulukko 4.2. Keravan viemäriverkoston johto-osatiedot

Johto-osan numero	Kaltevuus o/oo	Pituus m	Halkaisija m	Virtaama täytenä l/s	Maksimi-virtaama l/s
Runkoviemäri					
202	2,4	320	0,80	648	700
206	3,4	560	0,80	771	833
Rakennetut koojaviemärit					
204	12,2	530	0,38	194	209
208	1,4	460	0,80	495	534
210	2,0	720	0,80	591	639
212	1,7	400	0,60	253	273
214	1,3	940	0,60	221	239
234	1,7	890	0,60	253	273
236	1,6	940	0,60	246	265
238	3,5	590	0,60	363	392
240	5,5	570	0,50	280	302
242	17,3	650	0,38	231	249
244	1,7	480	0,45	118	127
246	2,3	560	0,45	137	148
248	1,3	570	0,38	63	68
250	3,7	790	0,38	107	115
216	1,2	220	0,60	213	230
218	5,0	410	0,60	434	469
220	1,4	250	0,60	230	248
224	6,6	630	0,50	307	331
226	3,0	740	0,40	114	123
228	4,4	530	0,40	138	149
230	4,4	480	0,50	250	271
232	1,8	320	0,45	121	131



4.3 Hyrylä

Hyrylä liitetään runkoviemäriin 6,0 km pitkän yhdysjohdon välityksellä. Hyrylästä jätevesi pumpataan 1,3 km matkan paineviemärisssä. Loput 4,7 km on gravitaatioviemäriä. Yhdysviemäri koostuu seuraavista putkiosuuksista:

halkaisija mm	pituus m
500	1 260
600	1 020
630	3 920

Kuvassa 4.2 on Hyrylän viemäriverkosto ja taulukossa 4.3 vastaavat johto-osatiedot.

Taulukko 4.3. Hyrylän viemäriverkoston johto-osatiedot

Johto-osan numero	Kaltevuus o/oo	Pituus m	Halkaisija m	Virtaama täytenä l/s	Maksimi- virtaama l/s
Suunniteltu putkiviemäri					
904 ⁽¹⁾		615			
906 ⁽¹⁾		615			
908	3,4	1100	0,60	358	387
910	4,9	600	0,60	490	529
912	2,7	915	0,60	363	392
914	1,5	770	0,60	271	293
916	11,6	845	0,60	753	813
918	2,0	740	0,60	313	338

¹⁾ painejohto

4.4 Vantaa

Vantaan kaupungin alueella runkoviemäri sijaitsee Rekolanojan ja Keravanjoen lähellä. Runkoviemäristä on 85 m sukellusviemäreitä. Itse runkoviemäreissä ei ole pumppaamoita ennen Suutarilaa. Tutkittava verkosto koostuu seuraavista putkiosuuksista:

halkaisija mm	pituus m
300	7 796
400	2 915
500	5 048
600	4 965
800	2 623
1 000	5 293
1 200	5 293

Tutkittavan viemäröintialueen pinta-ala on 6 117 ha.

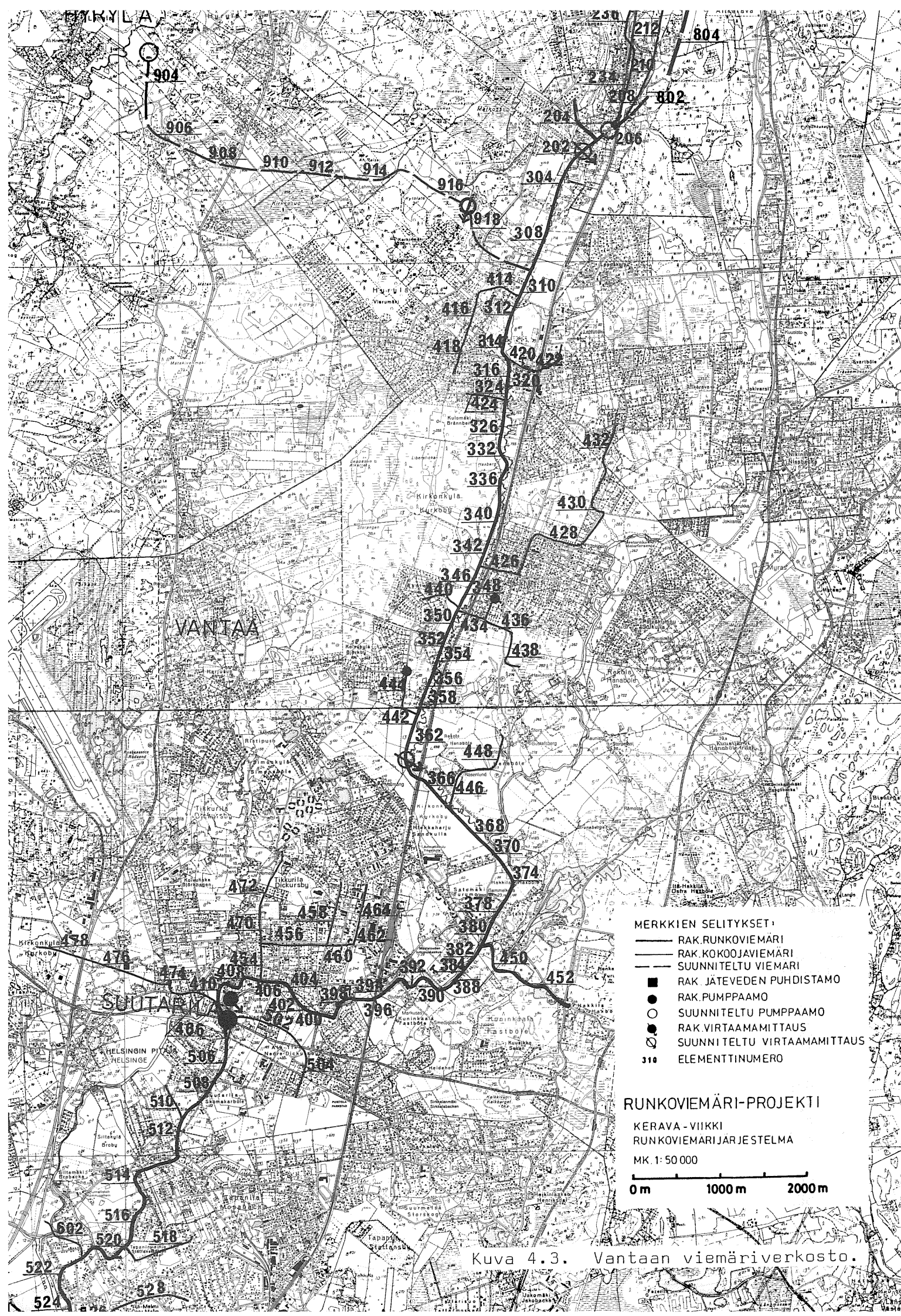
Kuvassa 4.3 on esitetty Vantaan viemäriverkosto ja taulukossa 4.4 verkoston johto-osatiedot.

Taulukko 4.4. Vantaan viemäriverkoston johto-osatiedot

Johto-osan numero	Kaltevuus o/oo	Pituus m	Halkaisija m	Virtaama täytenä l/s	Maksimi- virtaama l/s
Runkoviemäri					
410	1,7	402	1,20	1607	1736
408	1,0	212	1,20	1233	1332
406	0,9	184	1,20	1170	1263
404	1,7	201	1,20	1607	1736
402	1,4	260	1,20	1459	1575
400	1,4	322	1,20	1459	1575
398	1,4	273	1,20	1459	1575
396	1,8	152	1,20	1654	1786
394	1,4	269	1,20	1459	1575
392	1,6	317	1,20	1559	1684
390	1,6	180	1,20	1559	1684
388	1,2	548	1,20	1351	1459
384	1,2	300	1,20	1351	1459
382	1,4	260	1,20	1459	1575
380	1,0	349	1,20	1233	1332
378	1,7	516	1,20	1607	1736
374	1,2	548	1,20	1351	1459
370	2,5	115	1,00	1199	1295
368	1,1	338	1,00	795	859
366	1,4	624	1,00	897	969
362	1,4	624	1,00	897	969
358	0,9	272	1,00	719	777
356	2,0	205	1,00	1072	1158
354	1,5	279	1,00	929	1003
352	1,1	205	1,00	795	859
350	1,9	240	1,00	1045	1129
348	1,7	172	1,00	989	1068
346	1,9	480	1,00	1045	1129
342	2,0	306	1,00	1072	1158

Taulukko 4.4. (jatk.)

Johto-osan numero	Kaltevuus o/oo	Pituus m	Halkaisija m	Virtaama täytenä l/s	Maksimi- virtaama l/s
340	1,5	520	1,00	929	1003
336	1,6	505	1,00	959	1036
332	1,2	576	1,00	831	897
326	1,9	104	1,00	1045	1129
324	1,3	385	1,00	864	934
320	1,9	523	1,00	1045	1129
316	1,4	306	1,00	897	969
314	2,1	126	1,00	1099	1187
312	1,4	184	1,00	879	969
310	1,4	350	1,00	897	969
308	1,5	314	0,80	512	553
304	1,4	556	0,80	495	534
Rakennetut kokooja- viemärit					
330	7,0	600	0,50	316	341
470	4,0	905	0,60	388	419
472	4,0	1040	0,60	388	419
454	5,0	400	0,60	434	469
456	18,0	740	0,40	279	302
458	15,0	760	0,30	118	128
460	18,0	280	0,40	279	302
462	4,0	720	0,50	239	258
464	4,0	720	0,50	239	258
450	17,0	680	0,30	126	136
452	17,0	680	0,30	126	136
446	2,0	864	0,80	591	639
448	2,0	888	0,50	169	182
442	12,0	265	0,50	414	447
444	12,0	520	0,30	106	114
434	6,0	810	0,60	476	514
436	14,0	290	0,40	246	266
438	14,0	224	0,30	114	124
440	34,0	592	0,30	178	193
426	9,0	400	0,40	198	213
428	9,0	880	0,30	92	99
430	9,0	1000	0,30	92	99
432	9,0	800	0,30	92	99
424	38,0	620	0,30	189	204
420	7,0	345	0,40	174	188
422	7,0	1040	0,30	81	87
414	4,0	450	0,60	388	419
416	4,0	520	0,50	239	258
418	4,0	760	0,40	132	142
466	3,0	190	1,00	1313	1418
474	5,0	745	0,80	935	1010
476	5,0	1090	0,60	434	469
478	5,0	1040	0,50	267	288



4.5 Helsinki

Helsingin kaupungin alueella runkoviemäriin kootaan kaupungin pohjoisosan jätevedet Vantaalta ja Keravalta tulevien jätevesien lisäksi. Viemäröintialueen pinta-ala on noin 2 590 ha. Runkoviemärisssä on kaksi pumppaamoa. Suutarilan pumppaamolla on 4 pumppua, joiden tehot ovat 300 l/s, 300 l/s, 600 l/s ja 600 l/s. Pukinmäen pumppaamolla on vastaavasti 4 pumppua, joiden tehot ovat 450 l/s, 450 l/s, 800 l/s ja 800 l/s. Edelleen tarkasteluun on otettu mukaan 7 pienempää pumppaamoa, jotka sijaitsevat kokoojaviemäristössä. Tutkittavassa viemäriverkostossa on seuraavia putkia:

halkaisija mm	pituus m
300	730
400	1 890
500	8 270
600	4 400
700	760
800	3 430
1 000	4 590
1 200	2 050
1 400	1 640
1 600	1 910
1 800	420
2 m ² (tunneli)	260
4,5 m ² (tunneli)	1 360

Kuvassa 4.4 on esitetty Helsingin viemäriverkosto ja taulukossa 4.5 vastaavat johto-osatiedot.

Taulukko 4.5. Helsingin viemäriverkoston johto-osatiedot

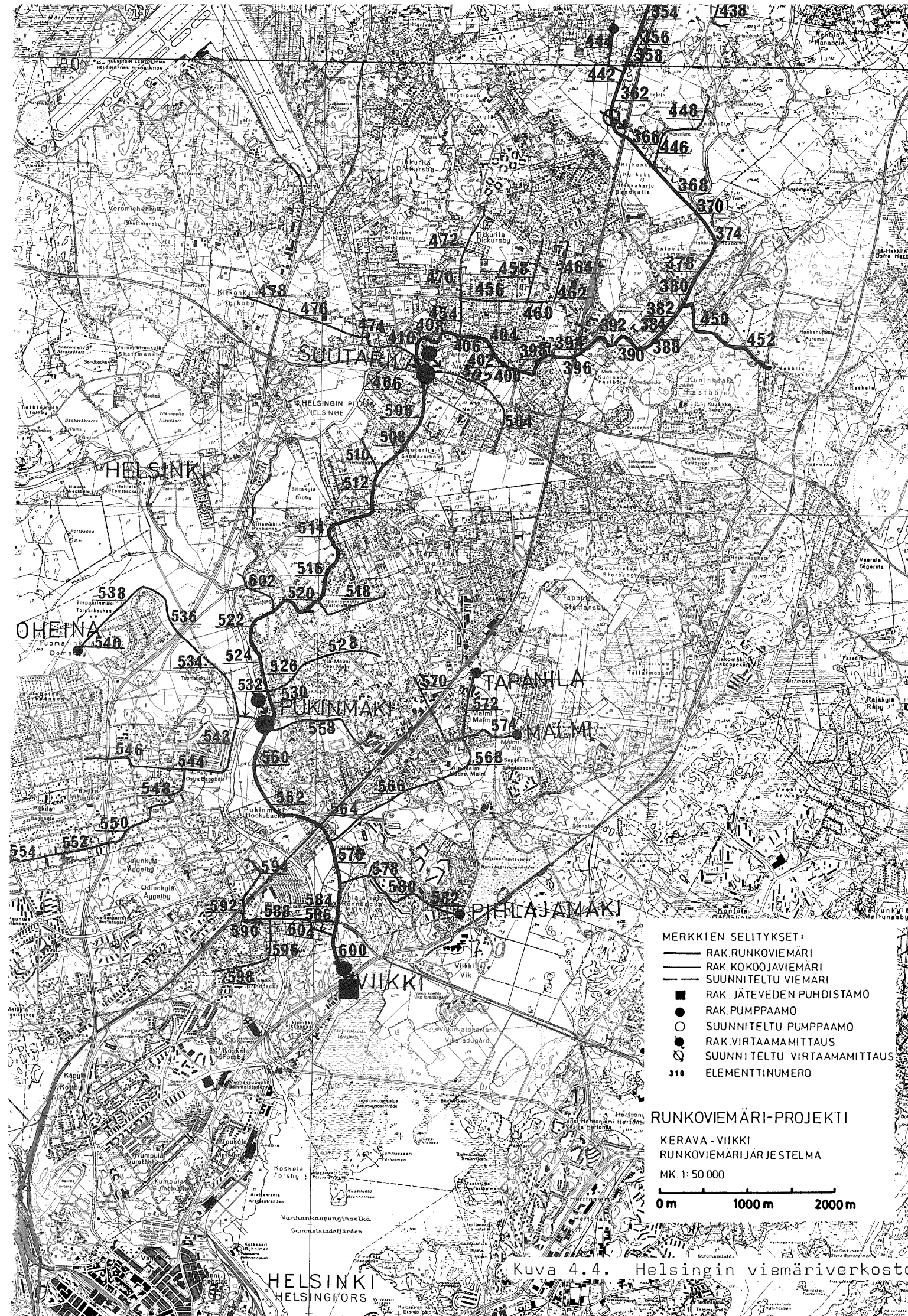
Johto-osan numero	Kaltevuus o/oo	Pituus m	Halkaisija m	Virtaama täytenä l/s	Maksimivirtaama l/s
Runkoviemärin viemäriputket					
506 ⁽³⁾		960			
508 ⁽³⁾		930			
512	7,6	450	1,20	3399	3671
514	2,4	530	1,20	1910	2063
516	4,5	450	1,20	2615	2825
520	1,2	620	1,20	1351	1459
522	1,9	640	1,40	2563	2769
524	1,3	460	1,40	2120	2290
530	1,6	540	1,40	2352	2541
560	2,2	820	1,60	3938	4253
562	2,0	840	1,60	3755	4055
576	1,1	420	1,80	3812	4117

Taulukko 4.5. (jatk.)

Johto-osan numero	Kaltevuus o/oo	Pituus m	Halkaisija m	Virtaama täytenä l/s	Maksimi- virtaama l/s
Runkoviemärin tunneliosuudet					
584	0,9	760	2,33 ⁽¹⁾	7320	7883
600	1,1	600	2,33 ⁽¹⁾	8092	8715
Rakennetut kokooja- viemärit					
502	3,1	800	0,80	736	795
504 ⁽³⁾	10,0	370	0,80	1320	1428
510		970			
518	2,1	880	0,60	281	304
602		370			
526	7,0	1060	0,50	316	341
528	7,0	300	0,50	316	341
532	20,0	120	0,60	868	938
534	2,2	840	0,50	177	191
536	2,2	770	0,50	177	191
538	2,6	860	0,50	193	208
540	2,7	810	0,50	196	212
542	1,3	1120	0,80	477	515
544	11,0	200	0,45	299	323
546	16,5	1150	0,45	366	396
548	2,9	300	0,60	331	357
550	8,4	600	0,60	563	608
552	4,5	800	0,50	253	274
554 ⁽³⁾	9,9	500	0,35	145	157
556		250			
558	2,0	850	0,50	169	182
564	4,4	790	1,00	1590	1718
566	2,7	960	1,00	1246	1345
568	2,9	300	1,00	1291	1394
570	3,3	600	0,40	120	129
572	2,8	650	1,00	1269	1370
574	1,1	630	0,60	204	220
578	27,9	170	0,50	631	681
580 ⁽³⁾	7,7	780	0,60	539	582
582		730			
586	1,4	260	1,55	3079	3316
604	2,7	170	0,80	687	742
588	4,1	360	0,70	593	640
590	1,3	400	0,70	334	361
592	3,7	390	0,45	173	187
594	3,4	490	0,40	121	131
596	5,8	370	0,60	468	505
598	2,6	720	0,60	313	338
600	1,1	600	2,33 ⁽¹⁾	8092	8715

1) Tunneli 4,5 m²2) Tunneli 2,0 m²

3) Painejohto



5. NYKYTILANNE JA ENNUSTEET

Runkoviemärin vaikutuspiirin alueella olevien ja uusien verkostoon liitettävien alueiden ennusteita laadittaessa käytettiin lähtöaineistona viitteitä /24...26/. Järvenpää ja Hyrylä yhdistetään runkoviemärin piiriin vuoteen 1979 mennessä, jolloin meriviemäriprojektin ensimmäinen rakennusvaihe valmistuu.

Kultakin osa-alueelta selvitettiin asukasmäärä, vedenkulutus ja keskimääräinen jätevesimäärä vuosilta 1975, 1985 ja 2000 (taulukko 5.1).

Järvenpään ja Keravan alueilla on kuivan kauden jätevesimäärä ollut pienempi kuin vesijohtoverkostoon pumpatun veden määrä vastaavana aikana. Sateiden tai sulamiskauden vaikutuksesta vuorokausivirtaamat saattavat kasvaa 3..4-kertaisiksi normaaliin verrattuna. Ennusteissa oletetaan keskimääräisen jätevesimäärän olevan yhtä suuri kuin vedenkulutus.

Vantaan alueella on keskimääräinen vuotuinen jätevesimäärä ollut vuosina 1972-74 1,4...1,8-kertainen vedenkulutukseen verrattuna /24/. Ennusteissa otaksutaan keskimääräiseksi jätevesimääräksi 1,2...1,4 kertaa vedenkulutus /24/.

Hyrylässä on käytetty samoja kertoimia kuin Vantaalla.

Helsingin alueen vedenkulutusennuste perustuu Helsingin kaupungin vesilaitoksen arvioihin /25/. Jätevesimääräksi on arvioitu 1,1 kertaa vedenkulutus lähteen /26/ mukaan.

Vedenkulutusennusteissa käytetyt asukasmäärät perustuvat Helsingin Seutukaavaliiton ennusteisiin. Vuotovesimääriä ei ole erikseen arvioitu.

Taulukko 5.1. Nykytilanne ja ennusteet runkoviemärin vaikutuspiirissä.

	1975	1985	2000
<u>Järvenpää</u>			
asukkaita	19 000		35 000
vedenkulutus m ³ /vrk	5 000	28 000	13 300
keskim. jätevesimäärä m ³ /vrk	5 500	8 600	13 300
<u>Kerava</u>			
asukkaita	20 000		36 000
vedenkulutus m ³ /vrk	5 400	29 000	13 700
keskim. jätevesimäärä m ³ /vrk	6 000	9 800	13 700
<u>Hyrylä</u>			
asukkaita	14 000		23 300
vedenkulutus m ³ /vrk	1 600	18 500	9 700
keskim. jätevesimäärä m ³ /vrk	2 250	4 800	12 000
<u>Vantaa</u>			
asukkaita	41 200		95 400
vedenkulutus m ³ /vrk	12 800	62 200	36 300
keskim. jätevesimäärä m ³ /vrk	16 600	21 100	47 200
<u>Helsinki (runkov alue)</u>			
asukkaita	69 400		101 500
vedenkulutus m ³ /vrk	20 900	95 900	40 600
keskim. jätevesimäärä m ³ /vrk	22 400	35 500	44 660
<u>Runkoviemärin vaikutuspiiri</u>			
YHTEENSÄ ASUKKAAT	130 600	233 600	291 200
YHTEENSÄ VEDENKULUTUS m ³ /vrk	39 100	79 800	113 600
YHTEENSÄ JÄTEVESIMÄÄRÄ m ³ /vrk	45 000	91 530	130 860

6. JÄTEVEDEN LAATU JA VIRTAAAMAMITTAUKSET

Virtaamamittaukset on suoritettu viemäriputkissa siten, että mittakepillä on havainnoitu putken täyttöastetta. Mittaustulokset eivät siis edusta kovin suurta tarkkuutta. Viemärivereden laatu-näytteet on otettu kahden tunnin välein kerta-näytteinä viemärin pohjan ja vedenpinnan tason puolivälistä. Kaikki näytteet on kuljetettu analysoitavaksi viimeisen näytteenoton jälkeen.

6.1 Jäteveden keskimääräinen laatu

Taulukkoon 6.1 on koottu arvoja jäteveden keskimääräisestä laadusta Suomessa. Luvut perustuvat Suomen Kaupunkiliiton julkaisuun "Jäteveden puhdistamon hoito-opas" sekä Vesihallituksen tiedotukseen 98 "Vesihuoltolaitokset 31.12.1974" ja ennakkotietoihin vuoden 1975 painoksesta. Kyseiset arvot muodostavat vertailupohjan runkoviemärin analyysituloksille.

Taulukko 6.1. Keskimääräinen jätevesi /27, 28/.

	SS mg/l	pH	BHT ₇ mg/l	N kok. mg/l	P kok. mg/l
Kaupunkiliitto	100...300	6...9	100...250	10...35	10...15
Vesihallitus 1974			190	30	7
Vesihallitus 1975			230	36	8

6.2 Kenttäkokeiden järjestely

Simulointimallin kalibroimiseksi suoritettiin runkoviemäristä näytteenotto- ja virtaamamittausarja. Koeajankohta oli 13.4.1976 klo 8.00 – 14.4.1976 klo 6.00. Virtaama- ja laatu-näytteet otettiin ajankohtana, jolloin vuotovesien määrä oli mahdollisimman suuri. Kohteina olivat Keravan mittausasema, Pukinmäen ja Suutarilan pumppaamot sekä Viikin puhdistamo. Virtaamamittaukset suoritettiin puolen tunnin välein klo 8 – 22 ja kahden tunnin välein klo 22 – 6.

Suoritetut analyysit olivat:

- happi ($\text{mg O}_2/\text{l}$)
- kiintoaine (mg/l)
- laskeutuvat aineet (mg/l)
- pH
- KHT ($\text{mg O}_2/\text{l}$)
- BHT₇ ($\text{mg O}_2/\text{l}$)
- kokonaistyyppi (mg N/l)
- kokonaisfosfori (mg P/l)
- lämpötila ($^{\circ}\text{C}$)

Happinäytteiden reagenssit lisättiin itse paikalla. Näytepullot säilytettiin näytteenottopaikalla ja ne vietiin yhtenä eränä analysoitavaksi.

Virtaamamittaukset suoritettiin vedenkorkeuden mittauksina viemäriputken tai venturikanavan pohjasta. Vedenottokorkeuden havainnointi perustui mittakepin käyttöön, joten saatua tulosta ei voida pitää erityisen tarkkana, mutta muunlaiset mittaustavat eivät osoittautuneet mahdolliseksi. Ainoastaan Keravalla turvauduttiin myös magneettiseen virtaamamittariin, mutta sen antama tulos osoitautui sangen epäluotettavaksi.

6.3 Keravan mittausasema

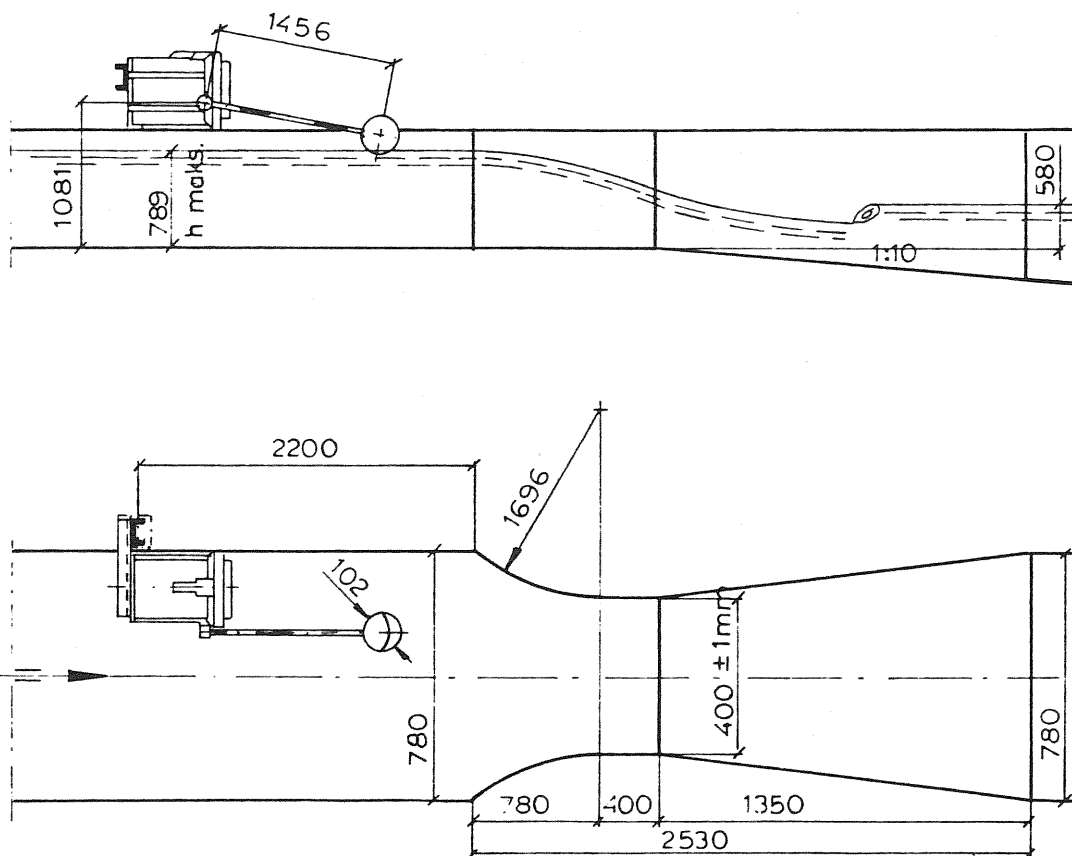
6.3.1 Virtaamat

Keravan virtaamamittaukset suoritettiin mittausasemalla kuvan 6.1 kaltaisella venturikanavalla.

Kuvassa 6.1. esitetyt mitat eivät ole suositusmittoja, vaan Keravan mittausaseman tapauskohtaiset mitat.

Venturimittaus soveltuu hyvin jätevesien virtaamamittaukseen. Vedenpinnan korkeuden mittauksen tarkkuus on suurin ongelma. Mekaanisten korkeudenmittauslaitteiden sijasta käytetään mieluummin pai-

neanturia tai pneumaattista pinnankorkeuden mittausta.



Kuva 6.1. Keravan mittausaseman venturikanava.

Venturikanavalle pätee näissä oloissa yhtälö:

$$Q = k \cdot b_2 \cdot \sqrt{g} \cdot C \cdot h_1^{3/2}$$

jossa

Q = virtaama (m^3/s)

b_2 = nielun leveys = 0,4 m

k = pinnan laadusta johtuva kerroin 1,00...0,95, käytetty arvo = 0,98

C = aukon muodosta johtuva kerroin = 0,58

h_1 = vapaan vedenpinnan korkeus

Vapaan vedenpinnan korkeus vaihteli välillä 0,38 m...0,69 m ja

virtaava nestemäärä vastaavasti 170 l/s...410 l/s.

Taulukossa 6.2 on esitetty Keravan mittausasemalla mitatut vedenkorkeudet ja niistä lasketut virtaamat:

Taulukko 6.2. Virtaamat Keravalla

kelloaika	veden korkeus	virtaama
08.00 ¹⁾	40 cm	180 l/s
08.30	44 "	210 "
09.00	44 "	210 "
09.30	44 "	210 "
10.00	42 "	190 "
10.30	44 "	210 "
11.00	44 "	210 "
11.30	44 "	210 "
12.00	50 "	250 "
12.30	51 "	260 "
13.00	55 "	290 "
13.30	62 "	350 "
14.00	62 "	350 "
14.30	65 "	370 "
15.00	65 "	370 "
15.30	66 "	380 "
16.00	67 "	390 "
16.30	68 "	400 "
17.00	69 "	410 "
17.30	68 "	400 "
18.00	68 "	400 "
18.30	68 "	400 "
19.00	67 "	390 "
19.30	66 "	380 "
20.00	65 "	370 "
20.30	64 "	360 "
21.00	64 "	360 "
21.30	60 "	330 "
22.00	60 "	330 "
24.00	52 "	270 "
02.00	44 "	210 "
04.00	40 "	180 "
06.00	38 "	170 "

1) alleviivaus merkitsee näytteenottohetkeä

Keskimääräinen viemäriveresivirtaama oli havaintoaikana 280 l/s.

Kun tätä verrataan vastaavan ajan puhtaan veden kulutukseen, joka oli 82 l/s, vuotovesien määräksi saadaan noin 240 % jätevesimää-

rästä. Jos lähtökohtana pidetään Keravan keskimääräistä jätevesivirtaamaa (n. 4 200 m³/vrk = 49 l/s), vuotovesien määräksi saadaan 470 % jätevesimäärästä.

6.3.2 Viemärivereden laatu

Parillisina tunteina suoritettujen näytteenottojen tulokset on koottu taulukkoon 6.3.

Taulukko 6.3. Viemärivereden laatu Keravalla

klo	O ₂ mg/l	pH	KHT mg O ₂ /l	BHT ₇ mg O ₂ /l	Kiinto- aine mg/l	Lask. aineet	Kok. N mg/l	Kok. P mg/l
08	10,3	7,3	14	23	39	3,0	15	2,0
10	7,9	7,4	32	50	110	1,5	11	4,7
12	7,7	7,1	44	72	160	2,0	14	3,7
14	9,1	7,0	18	34	120	2,0	9,5	2,1
16	8,9	6,9	15	32	140	2,0	5,9	1,6
18	9,3	6,8	22	30	120	3,0	5,7	1,8
20	9,3	7,0	15	11	65	0,7	7,7	1,3
22	8,5	7,2	19	30	58	2,0	8,8	2,2
24	9,3	7,1	17	29	60	2,0	8,8	1,7
02	10,0	7,1	12	14	43	1,0	7,0	1,2
04	10,4	7,0	10	12	34	0,3	5,8	0,77
06	9,6	7,0	8,3	9	30	0,2	5,3	0,64
Keski- arvo	9,2	7,1	18,9	28,8	81,6	1,6	8,7	1,98

Olettamusta runsaista vuotovesistä tukee korkea happipitoisuus (yli 75 % hapen kyllästysarvosta viemäriveredessä, kun hapen liukoisuus viemärivereteen on oletettu 95 %:ksi puhtaan veden arvosta) ja alhainen BHT₇-arvo.

Jos lähtökohtana pidetään sekä vuotovesimäärää 240 % että 470 % ja jos vuotovedet oletetaan puhtaksi, kuivan kauden keskimääräisen virtaaman laatusuureet ovat taulukon 6.4 mukaisia.

Taulukko 6.4. Jäteveden oletettu keskimääräinen laatu

Jäteveden oletettu määrä l/s	BHT ₇ mg/l	SS mg/l	N kok. mg/l	P kok. mg/l
82	100	280	30	7
49	165	470	50	11

6.4 Vantaa

6.4.1 Virtaamat

Vantaan virtaamamittaukset suoritettiin Vantaalla Suutarilan jätevedenpumppaamolle tulevasta viemäristä. Niin virtaaman kuin jäteveden laadun tuloksista voidaan Vantaan osuus selvittää, sillä mittauspisteeseen mennessä runkoviemäriin syöttää jätevetensä Vantaan lisäksi vain Kerava.

Vantaalta ja sen kautta tulevat jätevesivirtaamat on esitetty taulukossa 6.5.

Taulukko 6.5. Vantaalta Suutarilan pumppaamolle tuleva jätevesimäärä

klo	vedenpinnan korkeus Ø 1200 johdossa	virtaama
08.00	65 cm	760 l/s
08.30	70 "	880 "
09.00	70 "	880 "
09.30	58 "	610 "
10.00	65 "	760 "
10.30	65 "	760 "
11.00	65 "	760 "
11.30	60 "	650 "
12.00	65 "	760 "
12.30	65 "	760 "
13.00	65 "	760 "
13.30	65 "	760 "
14.00	65 "	760 "
14.30	65 "	760 "
15.00	70 "	890 "
15.30	75 "	970 "
16.00	80 "	1040 "
16.30	80 "	1040 "
17.00	80 "	1040 "
17.30	80 "	1040 "
18.00	85 "	1200 "
18.30	85 "	1200 "
19.00	80 "	1040 "
19.30	80 "	1040 "
20.00	85 cm	1200 l/s
20.30	80 "	1040 "
21.00	80 "	1040 "
21.30	80 "	1040 "
22.00	80 "	1040 "
22.30	85 "	1200 "
23.00	85 "	1200 "
24.00	80 "	1040 "
02.00	70 "	880 "
04.00	68 "	800 "
06.00	67 "	770 "

Keskimääräiseksi jätevesivirtaamaksi Suutarilassa saadaan 910 l/s. Tästä on Vantaan osuus 630 l/s, lopun tullessa Keravalta. Koko Vantaan puhtaan veden kulutus oli 675 l/s, josta n. 45 % eli 305 l/s käytettiin runkoviemärin vaikutusalueella. Tällöin vuotovesimäärä on ollut n. 105 % jätevesimäärästä. Jos keskimääräinen jätevesimäärä arvioidaan siten, että Viikkiin tulleesta keskimääräisestä jätevedestä ($35\,000\text{ m}^3/\text{vrk}$) vähennetään Keravan osuus ($4\,200\text{ m}^3/\text{vrk}$), ja jäännös jaetaan Vantaan ja Helsingin kesken vuoden 1975 kokonaisvirtaamien suhteessa, Vantaan jätevesimääräksi tulee $13\,100\text{ m}^3/\text{vrk}$ ja Helsingin vastaavaksi $17\,700\text{ m}^3/\text{vrk}$. Tällöin vuotovesimäärä on Vantaalla 320 % jätevesimäärästä.

6.4.2 Viemärivereden laatu

Suoritettujen analyysien tulokset on esitetty taulukossa 6.6.

Taulukko 6.6. Viemärivereden laatu Vantaalta Suutarilan pumppaamolle tulevassa viemäriässä

klo	O ₂ mg/l	pH	KHT mg O ₂ /l	BHT ₇ mg O ₂ /l	Kiinto- aine mg/l	Lask. aineet	Kok. N mg/l	Kok. P mg/l
08	9,2	6,9	12	36	69	2	12	1,6
10	8,2	7,2	20	27	51	1,2	11	3,7
12	7,6	7,0	20	70	68	3	14	4,7
14	6,7	7,1	23	90	90	4	12	4,7
16	7,1	7,0	16	70	89	1,5	14	3,2
18	-	6,8	11	56	110	1,0	11	2,3
20	8,5	6,8	19	70	140	2,0	11	2,5
22	7,6	6,8	19	60	130	3,0	10	2,5
24	8,3	6,8	16	40	88	2,0	16	2,3
02	8,8	6,9	12	29	57	0,8	10	2,3
04	8,9	6,9	13	29	62	0,3	8,7	1,8
06	9,3	6,9	9,0	14	39	0,2	6,9	0,9
Keski- arvo	8,2	6,9	15,8	49	83	1,8	11,4	2,7

Taulukkoon 6.7 on koottu Vantaalta tulevan viemärivereden keskimääräinen laatu sekä puhtaan veden kulutuksen ja oletetun keskimääräisen jätevesimäärän avulla laskettu jäteveden laatu.

Taulukko 6.7. Viemärivereden keskimääräinen laatu havainnointi-
vuorokautena ja jäteveden laatu kahdella lasken-
tatavalla

	BHT ₇ mg/l	SS mg/l	N kok. mg/l	P kok. mg/l
viemärivereden laatu, havainnointivrk	58	84	12,6	2,4
jäteveden laatu: puhtaan veden kulu- tuksen perusteella	120	175	26	5
keskivirtaamaoletuk- sen perusteella	240	350	52	10

6.5 Helsinki

6.5.1 Virtaamat

6.5.1.1 Pukinmäen pumppaamo

Helsingin virtaama- ja laatuhavainnointi suoritettiin Pukinmäen pumppaamolla ja Viikin puhdistamolla.

Taulukkoon 6.8. on koottu edellisen virtaamatiedot.

Taulukko 6.8. Virtaamat Pukinmäen pumppaamolla

klo	vedenpinnan korkeus Ø 1400 johdossa	virtaama
<u>08.00</u>	60 cm	695 l/s
08.30	60 "	695 "
09.00	57 "	630 "
09.30	55 "	590 "
<u>10.00</u>	58 "	655 "
10.30	60,5 cm	705 "
11.00	62,5 "	750 "
11.30	63 cm	760 "
<u>12.00</u>	66,5 cm	835 "
12.30	67 cm	850 "
13.00	68,5 cm	880 "
13.30	70 cm	910 "
<u>14.00</u>	75 "	1035 "
14.30	76,5 cm	1085 "
15.00	80 cm	1185 "

klo	vedenpinnan korkeus Ø 1400 johdossa	virtaama
15.30	82 cm	1250 l/s
16.00	85 "	1335 "
16.30	86,5 cm	1380 "
17.00	88 cm	1425 "
17.30	91 "	1510 "
18.00	91 "	1510 "
18.30	90 "	1480 "
19.00	91 "	1510 "
19.30	89 "	1450 "
20.00	90 "	1480 "
20.30	91,5 cm	1525 "
21.00	89,5 "	1465 "
21.30	89 cm	1450 "
22.00	76,5 cm	1380 "
24.00	76 cm	1070 "
02.00	72,5 cm	970 "
04.00	64,5 "	795 "
06.00	61,5 "	725 "

6.5.1.2 Viikin puhdistamo

Viikin puhdistamolla mitatut virtaamat on esitetty taulukossa 6.9. Virtaamamittaukset pyrittiin saamaan ennen puhdistamoa, mutta tämä ei osoittautunut mahdolliseksi. Mittaukset on suoritettu itse puhdistamon tulokanavassa 3. väljän edessä. Tulokset ovat melko epäluotettavia, koska tulokanavan pohjalla oli ollut arviolta 60 cm laskeutunutta lika-ainetta ja koska välppien aiheuttamaa padotusta ei kyetä ottamaan huomioon. Niinpä lähtökohdaksi on valittu Viikin oma ilmoitus 13.4. ja 14.4. puhdistamolle tulleista jätevesimääristä, joista havainnointiperiodin keskimääräiseksi virtaamaksi on arvioitu 1 420 l/s. Virtaamavaihtelut on arvioitu vedenpinnan korkeusvaihteluiden avulla.

Viikin keskimääräisestä virtaamasta 1 420 l/s Suutarilan pumppaamon jälkeen on tullut 510 l/s. Tämän alueen vedenkulutus on ollut 280 l/s, joten vuotovesien määrä on ollut 80 % jätevesimäärästä. Jos jälleen verrataan saatua tulosta myös arvioituun jäteveden keskivirtaamaan, joksi kohdassa 6.4.1 saatiin 17 700 m³/vrk, vuotovesien määräksi tulee 150 % jätevesimäärästä.

Taulukko 6.9. Virtaamat Viikin puhdistamolla

klo	vedenpinnan korkeus tulokanavassa	virtaama
<u>08.00</u>	135 cm	1350 l/s
<u>08.30</u>	130 "	1300 "
<u>09.00</u>	130 "	1300 "
<u>09.30</u>	135 "	1350 "
<u>10.00</u>	135 "	1350 "
<u>10.30</u>	135 "	1350 "
<u>11.00</u>	135 "	1350 "
<u>11.30</u>	133 "	1320 "
<u>12.00</u>	135 "	1350 "
<u>12.30</u>	135 cm	1350 l/s
<u>13.00</u>	135 "	1350 "
<u>13.30</u>	135 "	1350 "
<u>14.00</u>	138 "	1420 "
<u>14.30</u>	145 "	1510 "
<u>15.00</u>	143 "	1490 "
<u>15.30</u>	145 "	1510 "
<u>16.00</u>	140 "	1470 "
<u>16.30</u>	142 "	1480 "
<u>17.00</u>	150 "	1600 "
<u>17.30</u>	146 "	1550 "
<u>18.00</u>	147 "	1560 "
<u>18.30</u>	152 "	1640 "
<u>19.00</u>	152 "	1640 "
<u>19.30</u>	150 "	1600 "
<u>20.00</u>	150 "	1600 "
<u>20.30</u>	148 "	1570 "
<u>21.00</u>	149 "	1590 "
<u>21.30</u>	150 "	1600 "
<u>22.00</u>	149 "	1590 "
<u>24.00</u>	135 "	1350 "
<u>02.00</u>	135 "	1350 "
<u>04.00</u>	132 "	1320 "
<u>06.00</u>	130 "	1300 "

Projektin loppuvaiheessa saatiin Helsingin kaupungilta uudet virtaamatulokset Viikin puhdistamolta. Virtaamavaihtelut olivat nyt 1 080...1 950 l/s, kun niiden aiemmin oletettiin olevan 1 300...1 640 l/s. Kaikki tulokset on jälkikäteen tarkistettu myös uusien virtaamavaihteluiden osalta. Tulokset on esitetty kohdassa 8.4.

6.5.2 Viemärivereden laatu

6.5.2.1 Pukinmäen pumpptaamo

Pukinmäen pumpptaamolla suoritettut mittaukset ja analyysit on suoritettu Suutarilan pumpptaamolta tulevasta runkojohdosta. Tuomari-
kylän ja Pakilan alueet eivät siis ole sisältyneet näihin arvoihin, jotka on esitetty taulukossa 6.10.

Taulukko 6.10. Viemärivereden laatu Pukinmäen pumpptaamolla

Klo	Happi mg O ₂ /l	Kiintoaine mg/l	Laskeutuvat aineet mg/l	pH	KHT (KMnO ₄) mg O ₂ /l	BHT ₇ mg O ₂ /l	Kokonais- fosfori mg P/l	Lämpötila °C
08.00	9,9	80	1	7,0	21	14	1,0	
10.00	9,8	74	3,5	7,3	60	78	2,7	5,5
12.00	9,2	124	5,0	7,2	53	205	3,5	6,0
14.00	8,4	148	3,0	7,1	59	85	4,4	6,5
16.00	8,1	220	2,5	7,2	65	70	3,2	6
18.00	8,9	168	4,5	7,0		85	2,5	5,5
20.00	8,6	222	2,0	7,1		54	2,0	6
22.00	10,1	134	1,5	7,0		62	2,3	5
24.00	9,9	150	1,5	7,1		50	2,1	5
02.00	10,1	74	1,5	7,3		30	1,7	5
04.00	9,0	-	-	-		-	-	5
06.00	10,7	126	2,5	7,1		10	1,1	4,5
Keski- arvo	9,4	138	2,6	7,1		68	2,4	5,5

6.5.2.2 Viikin puhdistamo

Viikin puhdistamon näytteiden analysoinnin tulokset on taulukossa 6.11.

Taulukko 6.11. Viemäriveden laatu Viikin puhdistamolla.

Klo	Happi mg O ₂ /l	Kiintoaine mg/l	Laskeutuvat aineet mg/l	pH	KHT (KMnO ₄) mg O ₂ /l	BHT 7 mg O ₂ /l	Kokonais- fosfori mg P/l
08.00	11,5	74	2	7,3	15	16	1,6
08.30							
09.00							
09.30							
10.00	10,6	116	4,5	7,1	27	36	2,3
10.30							
11.00							
11.30							
12.00	10,0	126	4	7,1	34	56	3,6
12.30							
13.00							
13.30							
14.00	10,1	136	6	7,1	51	62	3,3
14.30							
15.00							
15.30							
16.00	10,2	156	3,5	7,0	36	54	2,9
16.30							
17.00							
17.30							
18.00	10,1	200	4	7,0	38	72	2,8
18.30							
19.00							
19.30							
20.00	10,8	196	4	6,9	65	44	2,5
20.30							
21.00							
21.30							
22.00	11,0	194	3,5	6,9	77	80	2,7
24.00	10,8	156	3,5	7,0	21	45	2,3
02.00	11,0	75	3,0	6,9	16	146	1,7
04.00	11,0	95	3,0	6,9	14	26	1,3
06.00	10,9	60	0,8	7,0	14	8	1,0
Keski- arvo	10,7	132	3,5	7,0	34	54	2,3

6.5.2.3 Analyysien arviointia

Happipitoisuus on edelleen Helsinginkin alueella säilynyt huomattavan korkeana. pH on pysynyt vakaana, eikä jätevedessä ole KHT- ja BHT-arvojen perusteella ollut merkittäviä määriä bioinhibiittoreita.

Verrattaessa kaikilta neljältä näytteenottopaikalta saatuja tuloksia keskenään Pukinmäen pumpaamolla ovat tutkittujen laatutekijöiden konsentraatiot olleet muita selvästi suurempia. Korkeat konsentraatiot ovat esiintyneet johdonmukaisesti kaikissa mitatuissa arvoissa. Koska Suutarilan ja Pukinmäen pumpaamoiden näytteenottopisteiden välillä virtaaman kasvu on ollut noin 130 l/s, tämän jätevesimäärän on täytynyt olla todella väkevää. Kun vuotovesien osuus on aiemmin arvioitu 150 %:ksi jätevesimäärästä, kuivan kauden BHT₇:lle ja SS:lle on saatu arvot 500 ja 1 300 mg/l.

Pukinmäen pumpaamolla saadut tulokset ovat voimakkaasti ristiriidassa kolmen muun mittauspisteen tulosten kanssa. Kun tuloksista keskusteltiin Helsingin kaupungin näytteidenotosta ja niiden analysoinnista sekä tulosten tulkinnasta vastaavien asiantuntijoiden kanssa, päädyttiin Pukinmäen pumpaamon analyysitulosten hylkäämiseen. Perusteena oli kyseisten tulosten voimakas poikkeaminen sekä muiden näytteenottopaikkojen tuloksista että aiemmin suoritetuista selvityksistä. Syytä tulosten poikkeavuuteen ei ole voitu luotettavasti selvittää.

Suutarilan pumpaamon ja Viikin puhdistamon tulosten perusteella saatu Helsingin viemäriveden keskimääräinen laatu sekä näistä tuloksista puhtaan veden kulutuksen avulla ja jäteveden oletetun keskivirtaaman (17 700 m³/vrk) avulla laskettu jäteveden keskimääräinen laatu on esitetty taulukossa 6.12.

Mainittakoon lopuksi, että ennusteiden mukaisia poikkileikkausajankohtia simuloitaessa lähtökohtana on käytetty viemäriveden laatumittauksia, joten ennusteissa on vuotovesiosuuden oletettu

pysyvän ennallaan ja ainoastaan kuormituksia ja kokonaisvirtaamaa on kasvatettu. Arvioitua jäteveden laatua ei ole käytetty lähtöarvona missään vaiheessa.

Taulukko 6.12. Viemärivereden keskimääräinen laatu havainnointivuorokautena ja jäteveden oletettu laatu Helsingissä

	BHT ₇ mg/l	SS mg/l	P kok. mg/l
viemärivereden laatu havainnointivrk	63	218	4,1
jäteveden laatu puhtaan veden kulutuksen perusteella	115	395	6
keskivirtaamaoletuksen perusteella	115	540	10

6.6 Vuotovesimääriä selittäviä tekijöitä

Viikkiin tulleen viemäriveresimäärän riippuvuutta pohjavedenpinnan korkeudesta, Vantaanjoen vedenpinnan korkeudesta ja sademäärästä pyrittiin selvittämään.

Kuvan 6.2 mukaisesti havaitaan, että v. 1975 Vantaanjoen vedenpinnan korkeuden ja Viikkiin tulleen viemärivereden määrän välillä on selvä korrelaatio. Vantaanjoen mittauspisteet sijaitsivat vanhassa kaupungissa ja Hanalassa. Sitä vastoin kuvasta 6.3 käy ilmi, ettei vastaavaa korrelaatiota ole Viikin virtaamien ja vuorokautisen sademäärän välillä.

Vantaanjoki ja runkoviemäri kulkevat savimaassa, jonka pohjavedenpinnan vaihtelut ovat hitaita. Kuvassa 6.4 ja taulukossa 6.13 on esitetty pohjavedenpinnan korkeushavaintoja.

Tiedot on saatu Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geoteknilliseltä toimistolta. Mittauspisteet ovat melko kaukana runkoviemärin kaivannosta, joten tällä perusteella ei voi tehdä johtopäätös-

tä, että viemäriputki olisi pohjavedenpinnan alapuolella, koska pohjavedenpinta voi laskea kaivannon kohdalla.

Jos vuotovesien tarkkailemista varten tehdään pohjavedenpinnan korkeushavaintoja, niin pohjavesiputket pitäisi asentaa viemäri-
linjan kohdalle.

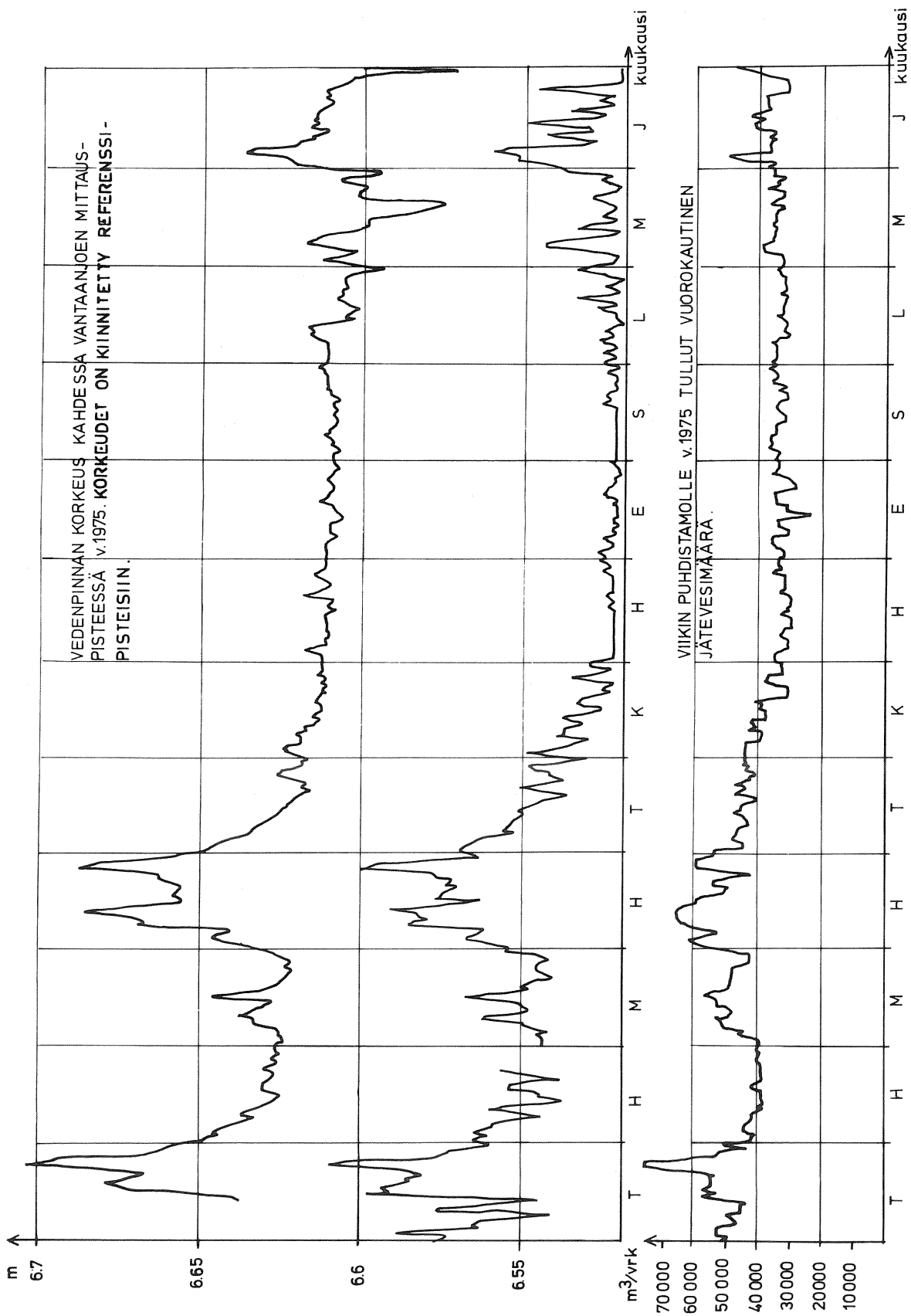
Saatujen tulosten ja runkoviemäristä jo aikaisemmin tiedetyn perusteella voidaan todeta, että vuotovedet koostuvat sekä pinta-
että pohjavesistä.

Pintavesiä kerääntyy sulamiskauden aikana viemärikaivojen kohdille. Myös vesistön alituskohdat ovat todennäköisiä vuotokohtia.

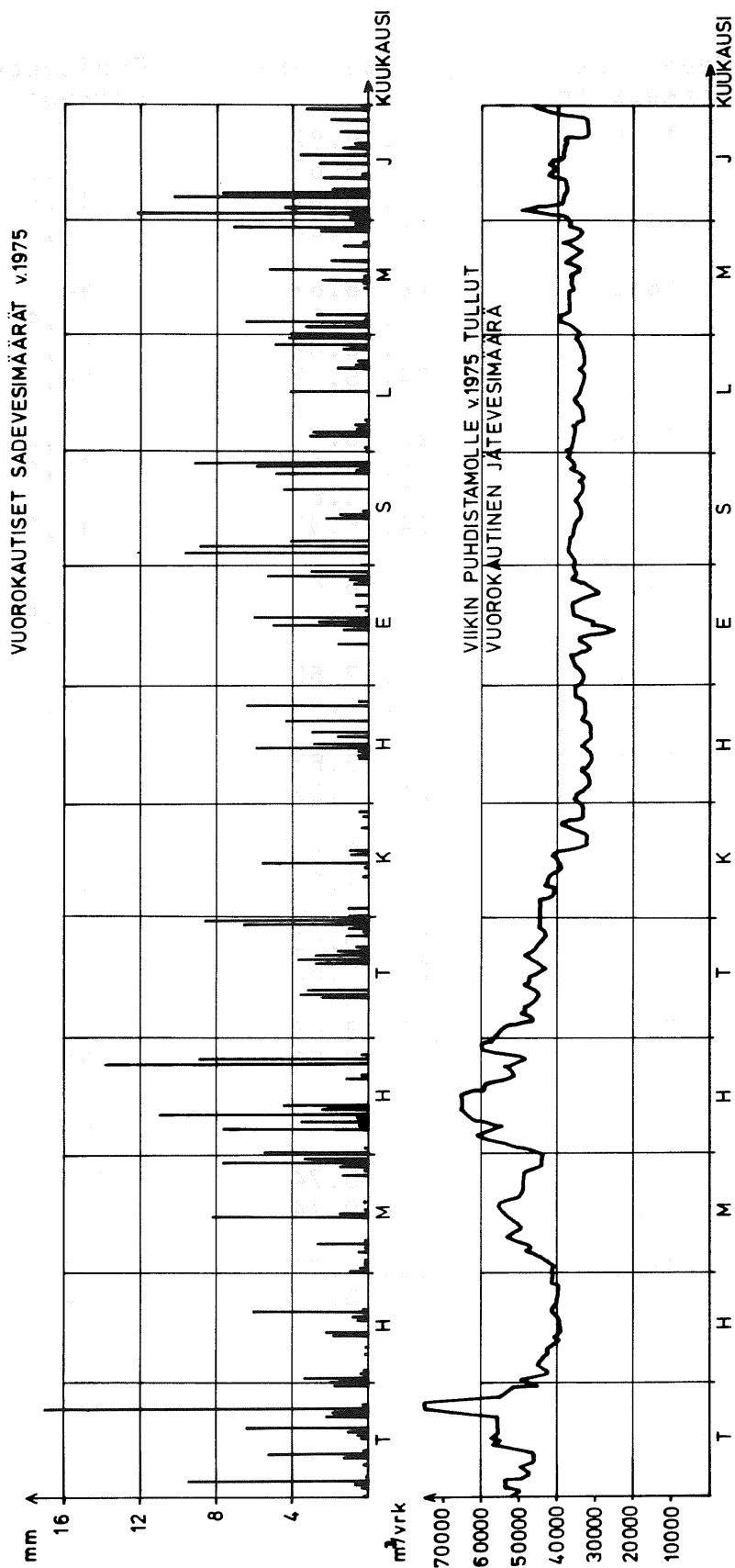
Pohjavesiä pääsee runkoviemäriin rikkoutuneista kohdista ja viemä-
rin iän mukana liitoksiin tulleista maanpinnan liikkeiden aiheut-
tamista raoista sekä puunjuurien tunkeutumisen johdosta syntyvistä
raoista.

Lisäksi runkoviemäriin johdetaan jossain määrin perustusten kuiva-
tusvesiä.

Vuotovesien määrä oli huomattavasti suurempi kuin se maksimimäärä,
mitä vuotovesiä yleensä oletetaan olevan jätevesiviemärissä. Kor-
kea vuotovesiosuus ei ollut mittausajankohtaan nähden poikkeuksel-
linen, vaan runkoviemärissä esiintyy usein sulamiskautena odotet-
tua selvästi runsaammin vuotovesiä.



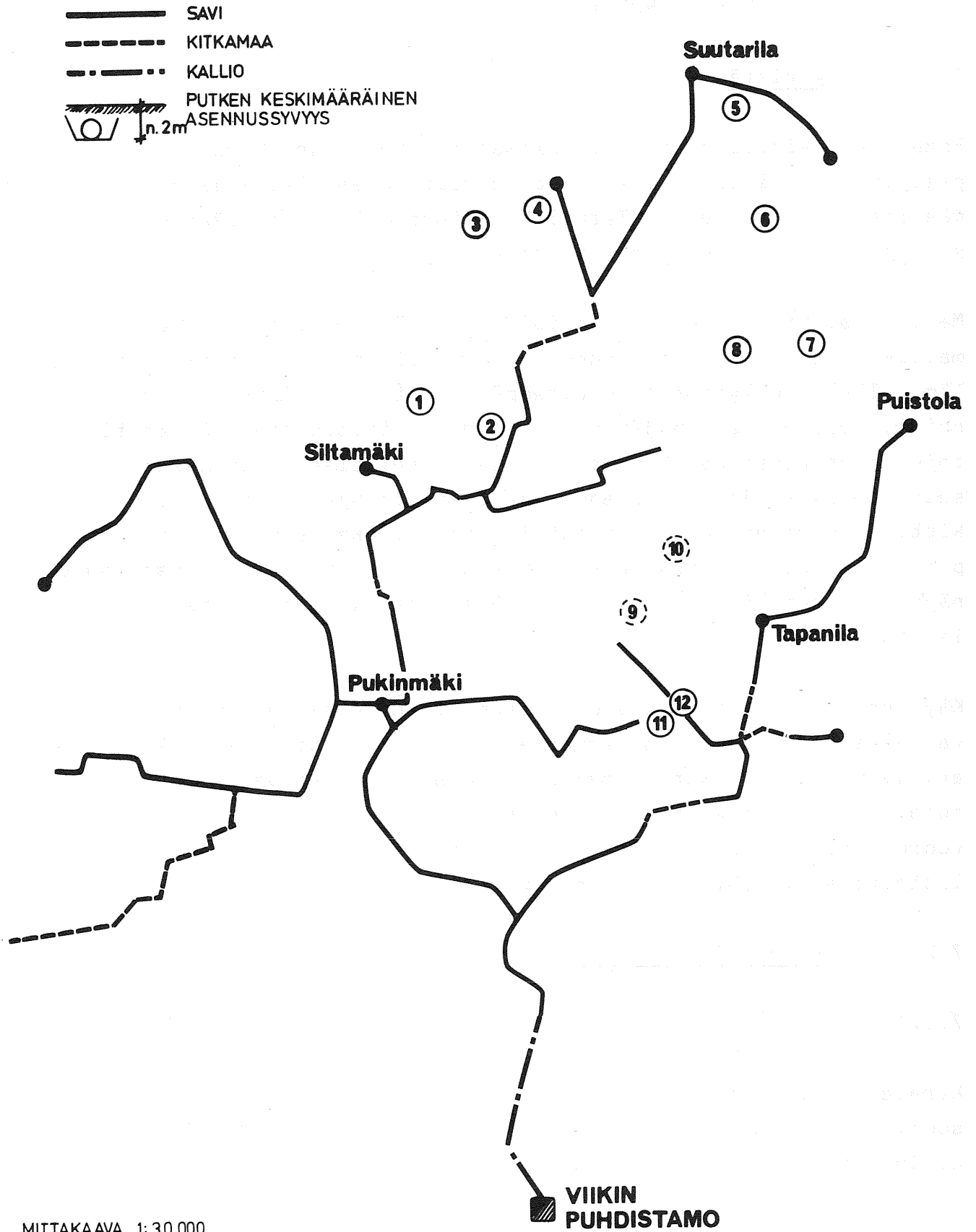
Kuva 6.2. Vantaanjoen vedenpinnan korkeuden ja Viikkiin tulevan jätevesimäärän välinen yhteys.



Kuva 6.3. Vuorokautisen sademäärän ja Viikin tulevan jätevesimäärän välinen yhteys.

Taulukko 6.13. Vedenpinnan korkeus

Piste	Maanpinnan korkeus (m)	Päivämäärä	Pohjaveden pinnan korkeus (m)
1	15,0	22. 6.67	13,4
		9. 6.67	13,8
		2. 6.67	13,9
		24. 5.67	14,1
2	16,0	28. 6.67	14,2
		9. 6.67	14,4
		2. 6.67	14,6
		24. 6.67	14,4
3	13,4	22. 6.67	11,0
		9. 6.67	11,1
		2. 6.67	11,0
		24. 5.67	11,8
4	14,3	22. 6.67	12,5
		9. 6.67	11,8
5	15,0	18. 2.69	11,4
		11. 2.69	11,4
6	16,0	25. 3.63	14,0
		21.11.62	15,9
7	17,3	5. 2.65	15,3
		21.11.62	17,0
8	18,3	25. 3.63	16,9
		21.11.62	18,0
9	26,6	7. 3.68	21,8
		27. 3.68	21,6
10	27,4	26. 2.70	26,1
11	17,1	1.10.74	14,9
		9.10.74	15,2
12	15,8	20. 9.74	14,4
		9.10.74	14,5



Kuva 6.4. Pohjaveden pinnan korkeuden mittauspisteet.

7. MALLIN KALIBROINTI

7.1 Yleistä

Ennen kuin simulointimallia voidaan käyttää suunnittelussa, on pystyttävä osoittamaan, että se todella kuvaa olevaa järjestelmää riittävän tarkasti. Termillä kalibrointi ymmärretään prosessia, jossa malli saatetaan toimimaan hyväksyttävällä tarkkuudella.

Mallin kalibrointi ei ehkä olisi ollut välttämätön, jos kaikista mallin vaatimista lähtötiedoista olisi ollut kyllin tarkat tiedot. Tämä olisi edellyttänyt jo pitempään kestänyttä jatkuvaa havainnointia virtaamien ja jäteveden laadun vaihteluista. Näiden tietojen puuttuessa kalibrointi edellytti sellaisen mittaussarjan suorittamista, jossa virtaama- ja laatutietojen vaihteluita tutkittiin. Käytännössä osoittautui mahdolliseksi suorittaa neljässä pisteessä yhden vuorokauden aikana näytteenottosarja, jossa laatu- näytteet otettiin kahden tunnin välein ja virtaamat mitattiin puolen tunnin välein.

Käytännössä kalibrointi suoritetaan siten, että tutkimusperiodia vastaavan ajon tuloksia verrataan mittaustuloksiin ja että lähtöarvoja muutetaan, kunnes mallin antamat tulokset vastaavat todettuja. Pitkissä viemäreissä, joissa viipymät ovat useita tunteja, vuorokauden pituista mittaussarjaa voidaan pitää miniminä mallin luotettavan kalibroinnin kannalta.

7.2 Kalibrointitulokset

7.2.1 Kerava

Keravan kalibrointitulokset on esitetty kuvassa 7.1. Kalibroinnin suoritus oli yksinkertainen, koska minkään muun alueen jätevesiä ei johdeta Keravan verkon läpi.

Käytössä olleella simulointimallilla ei kyetä laskemaan paineel-

lista virtausta. Keravan verkon ensimmäisessä kalibrointiajossa esiintyi tulvimista ja kalibrointitulokset oli huono.

Kun tulvineen putken virtaus tehtiin "paineelliseksi" muuttamalla putken kaltevuus todellista suuremmaksi, kalibrointituloksesta tuli tarkka. Paineellinen virtaus on otettu samalla tavalla huomioon myös Vantaan ja Helsingin verkoissa.

7.2.2 Vantaa

Vantaan viemäriverkon kalibrointi on tapahtunut Suutarilan pumpptaamolta saatujen tulosten perusteella. Keravan kalibroituja tuloksia on käytetty lähtötietoina, joten ne näkyvät tietyllä virtausnopeudesta riippuvalla viiveellä myös Suutarilan pumpptaamolla.

Suutarilan pumpptaamolla mitatut ja simuloidut virtaama- ja laatu-tiedot on esitetty kuvassa 7.2.

7.2.3 Helsinki

Koska Pukinmäen pumpptaamolle saadut mittaustulokset osoittautuivat epäluotettaviksi, koko Helsingin alueella ollut runkoviemäriin liittynyt verkosto on kalibroitu Viikissä mitattujen tulosten perusteella. Pohjoisesta tapahtuvana syöttönä on käytetty Suutarilan pumpptaamolle saatuja kalibrointituloksia.

Helsingin kalibrointitulokset on esitetty kuvassa 7.3.

7.3 Kalibrointitulosten luotettavuus

Kuvien 7.1...7.3 mukaisesti kalibrointi on onnistunut, kalibroitu malli kuvaa tarkasti olevaa järjestelmää ja muodostaa luotettavan pohjan teknisten ratkaisujen valinnalle ja kehittämiselle, jos lähtötiedot antavat edustavan kuvan tutkittavasta järjestelmästä.

Suoritettu näytteenottosarja (3 x 12 kelpuutettua näytettä) oli suppea. Näytteistä saadut tulokset muodostavat kuitenkin suhteellisen luotettavan pohjan, sillä bioindikaattoreiden mittaustulokset eivät olleet keskenään ristiriitaisia eivätkä suuruudeltaan poikkeuksellisia.

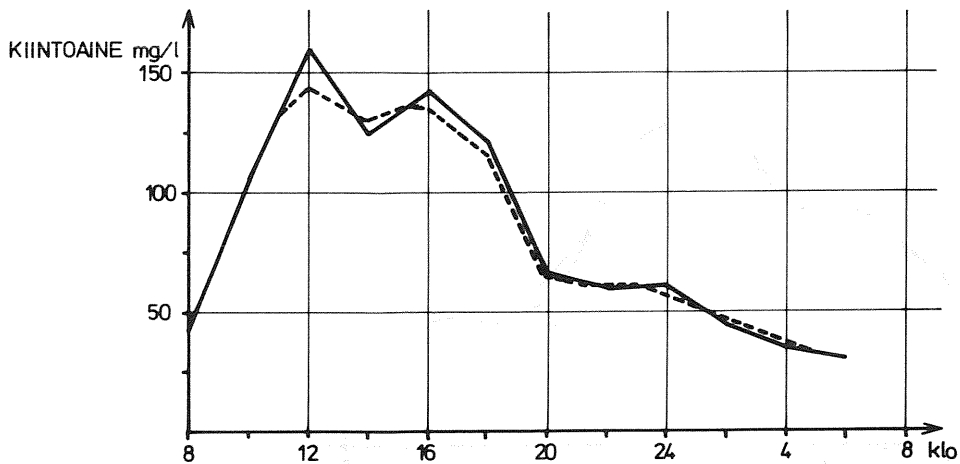
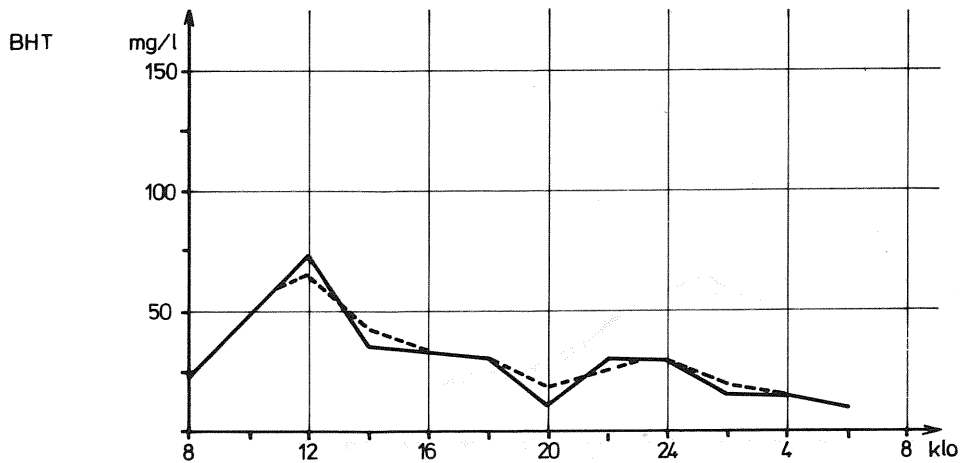
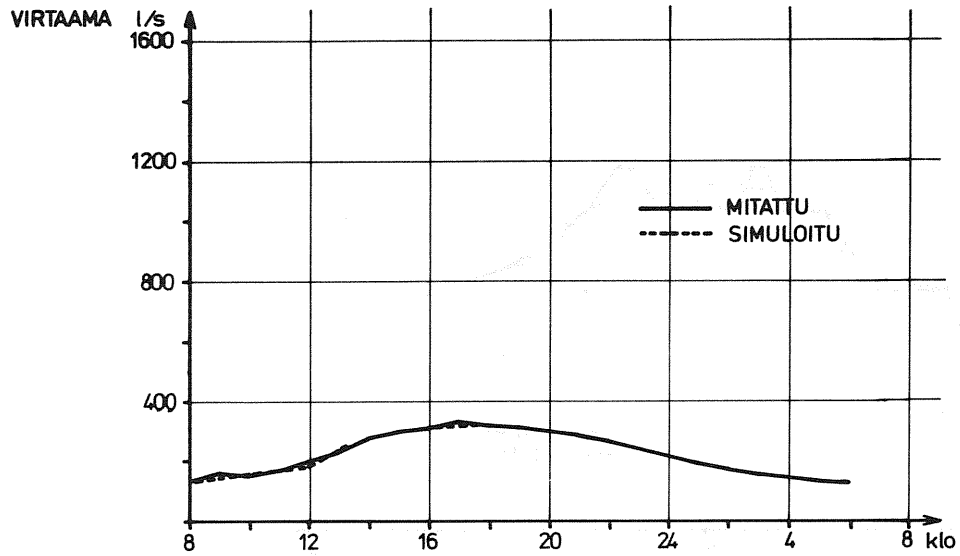
Näytteenottosarja suoritettiin pahimpaan sulamisaikaan, jolloin vuotovesien osuus oli huipussaan. Esimerkiksi Järvenpäässä jälkimmäisenä näytteenottopäivänä saavutettiin kevään suurin puhdistamolle tullut vuorokautinen virtaama. Näin ollen kalibrointi-ajankohta on hydraulisen tarkastelun kannalta paras mahdollinen.

Vaikka mallin kalibrointi onnistuikin hyvin, mallin antamien tulosten luotettavuus riippuu mittaustulosten tilastollisesta edustavuudesta. Suoritettua yhden vuorokauden näytteenottosarjaa ei voida pitää tilastollisesti luotettavana, mutta laajempaan näytteenottoon ei ollut käytännön mahdollisuuksia. Näytteitä olisi ollut hyvä ottaa pitemmältä ajalta sekä suorittaa toinen määrittämissarja vertailupohjaksi, jotta vuotoajankohdan lähtötiedot olisivat luoneet luotettavan pohjan kalibroinnille. Myös näytteenottoväliä olisi pitänyt lyhentää. Toisen vuotoajankohdan mittaussarjan lisäksi myöskään kuivan kauden virtaamasta ei onnistuttu järjestämään mittauksia, vaikka kahden havaintosarjan suorittaminen olisi ollutkin tarpeen.

Muiden vuodenaikojen ja erityisesti kuivan kauden viemärivereden laadun analysointi olisi huomattavasti parantanut mallin soveltamisen luotettavuutta. Tällöinkin suoritettavien koesarjojen tulisi olla riittävän pitkiä ja niitä tulisi suorittaa vähintään kaksi kunakin ajankohtana. Jos kahden eri mittaussarjan tulokset poikkeavat kovasti toisistaan, uudet mittaussarjat ovat tarpeen.

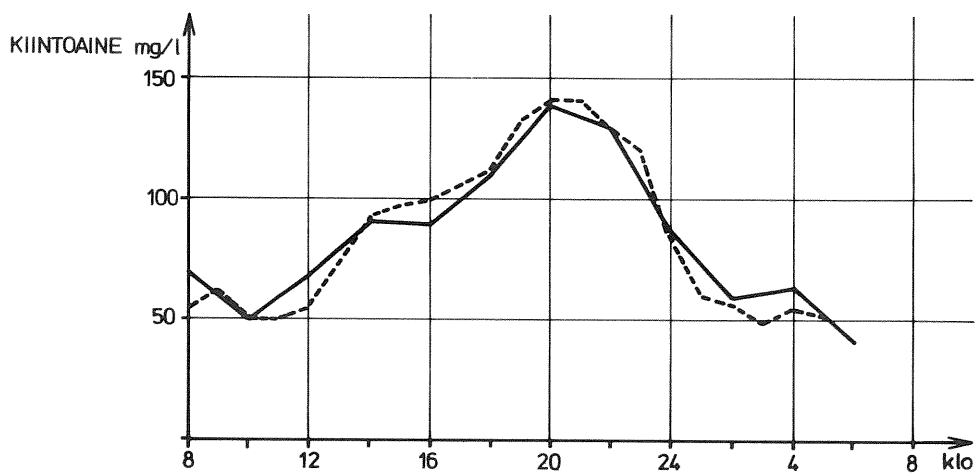
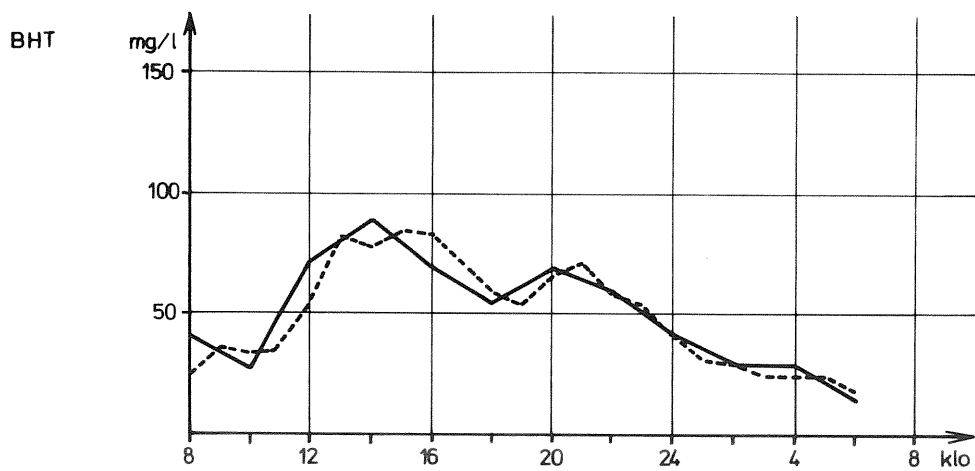
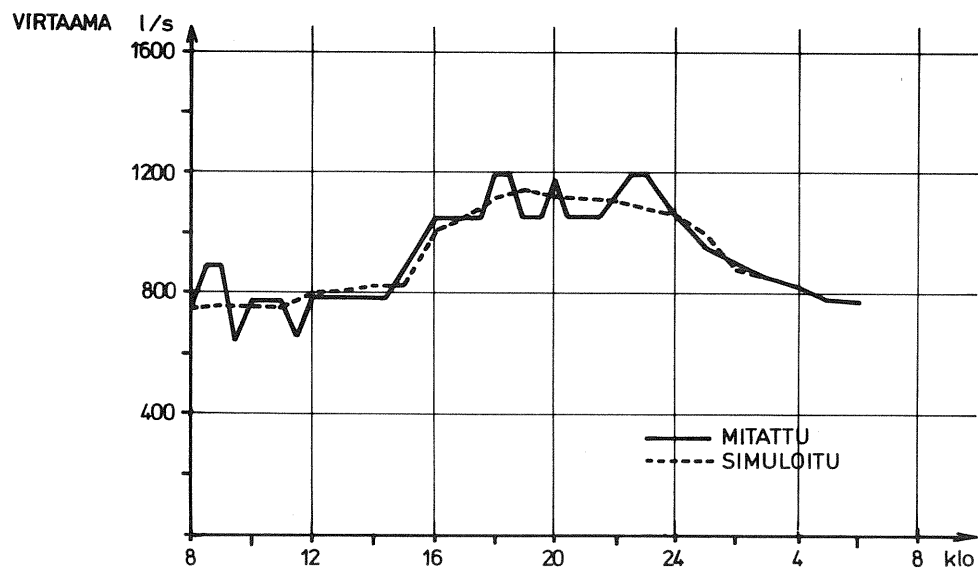
Koska suoritetussa yhden vuorokauden kestäneessä näytteenottosarjassa ei esiintynyt mitään tavallisuudesta poikkeavaa, lähtökohtaa voidaan pitää kyllin luotettavana tämän projektin kannalta, sillä tämä tutkimus on myös johdatus mallin käyttöön todellisuudessa.

Kuvaan 7.4 on piirretty kalibrointitulosten perusteella laskettu kunkin kaupungin näytteenoton aikainen jätevesimäärä ja kuvissa 7.5 ja 7.6. vastaavat BHT:n ja kiintoaineen arvot.



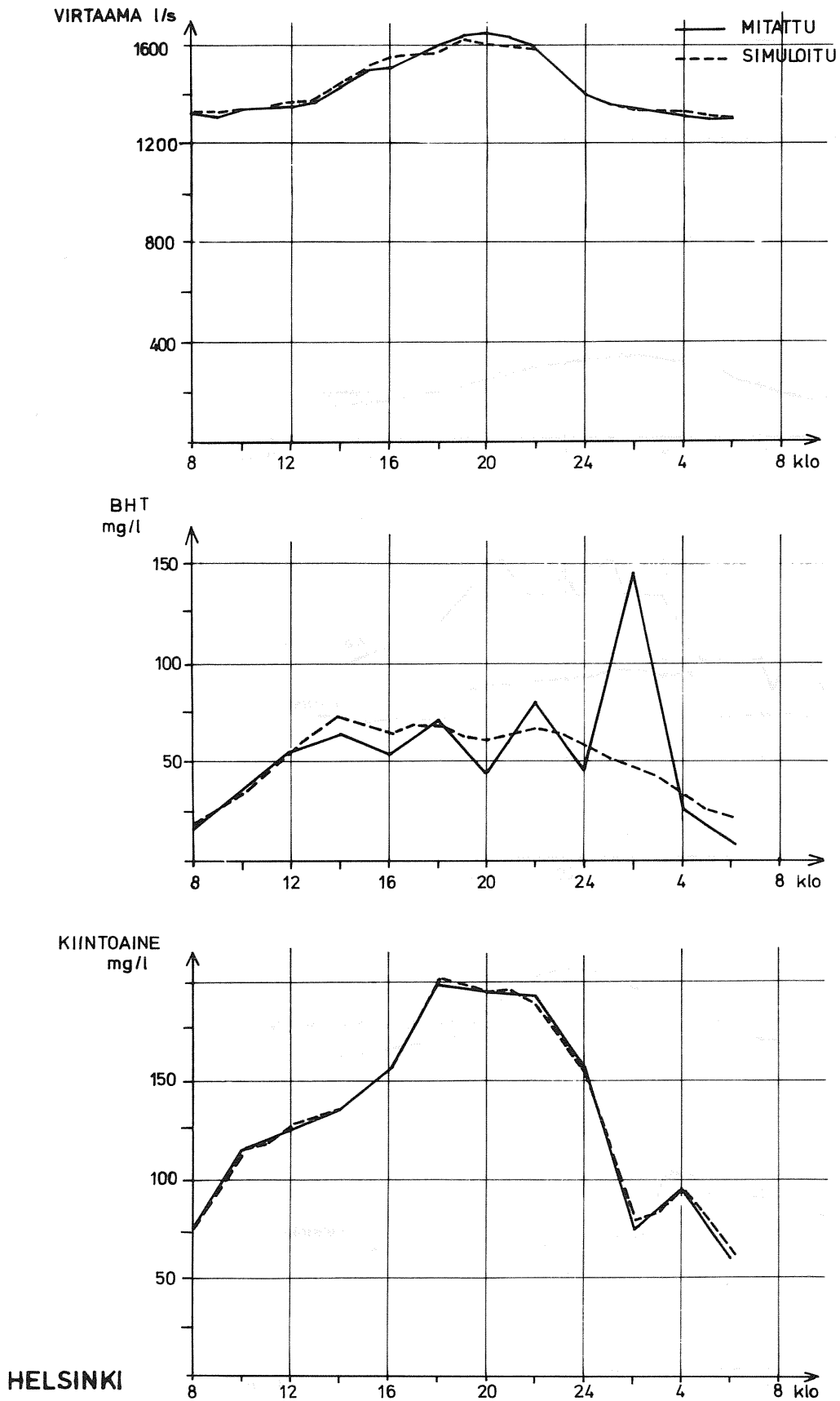
KERAVA

Kuva 7.1. Jäteveden määrä- ja laatuvahtelut Keravan mittausasemalla 13.-14.4.1976, mukana Keravan jätevedet.

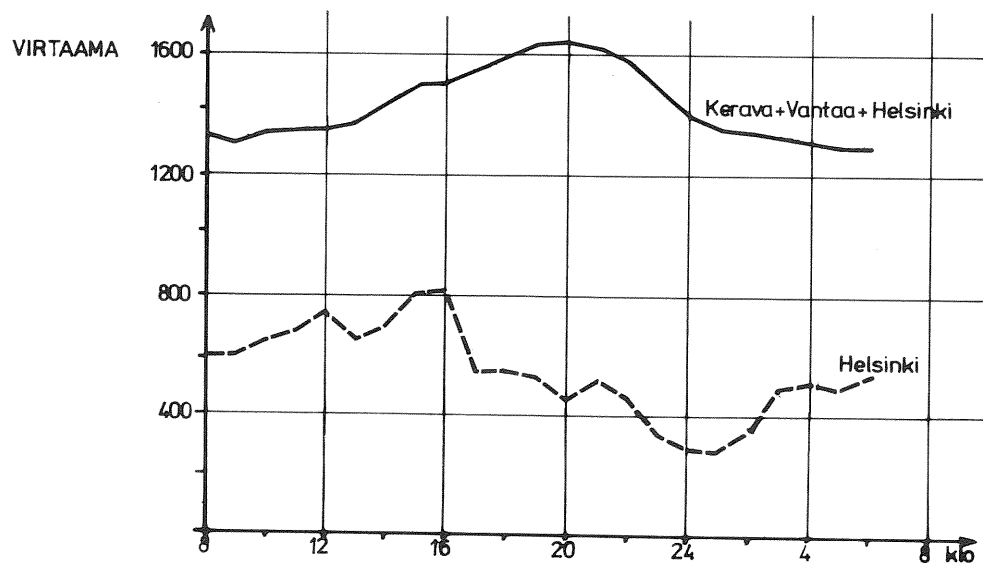
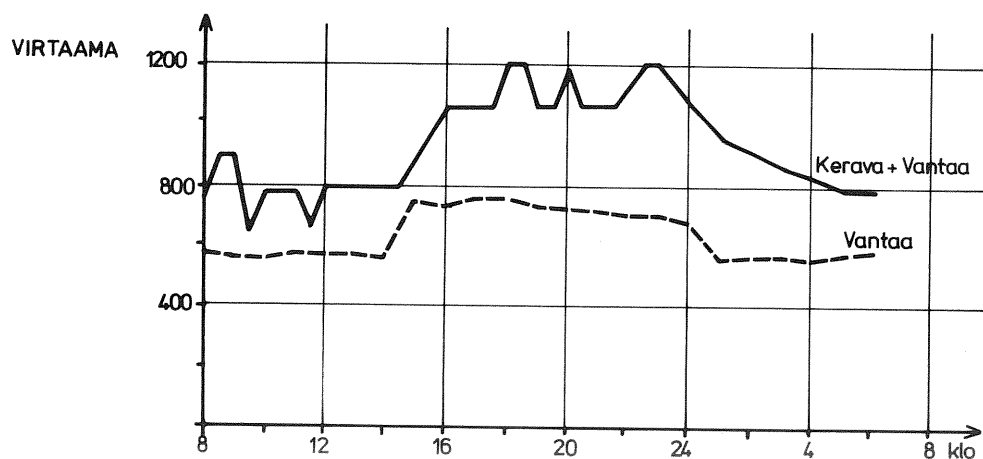
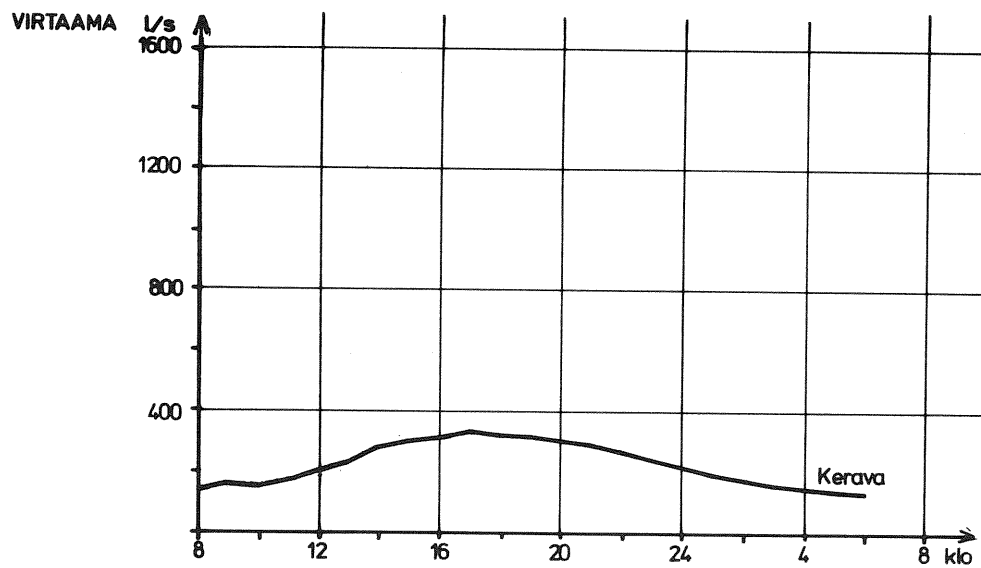


VANTAA

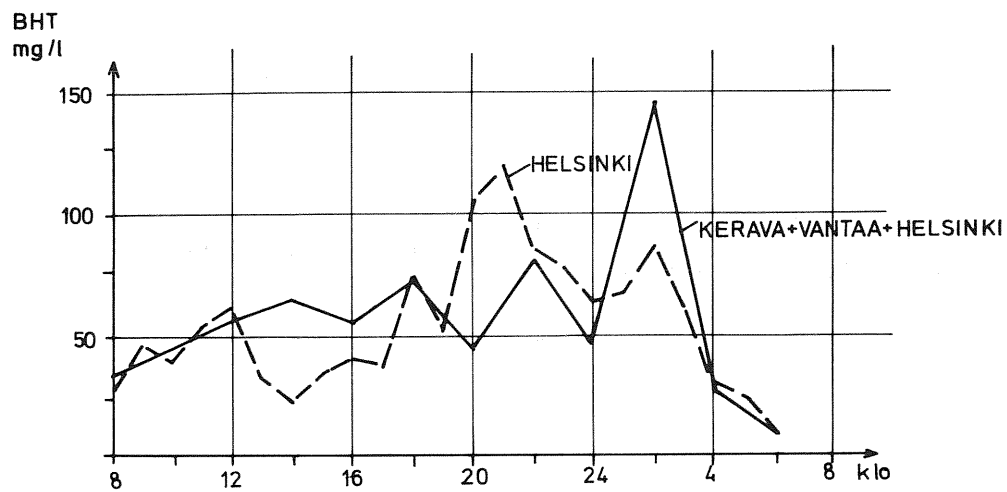
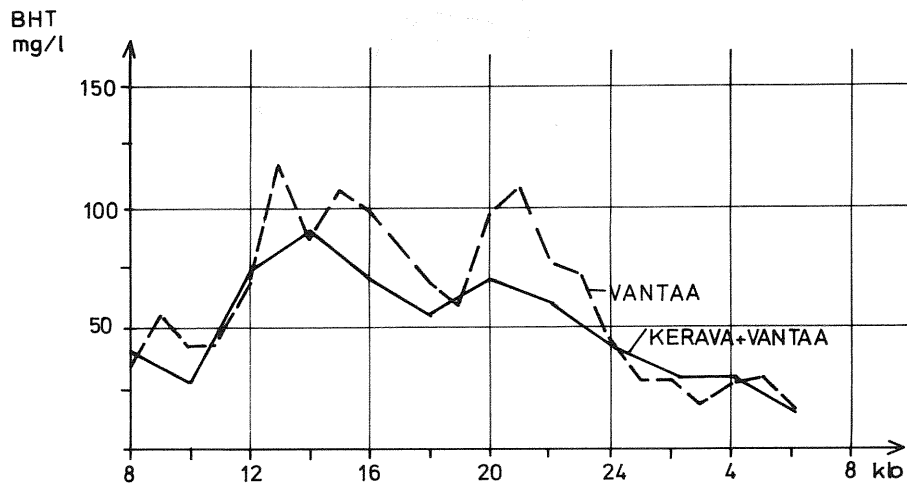
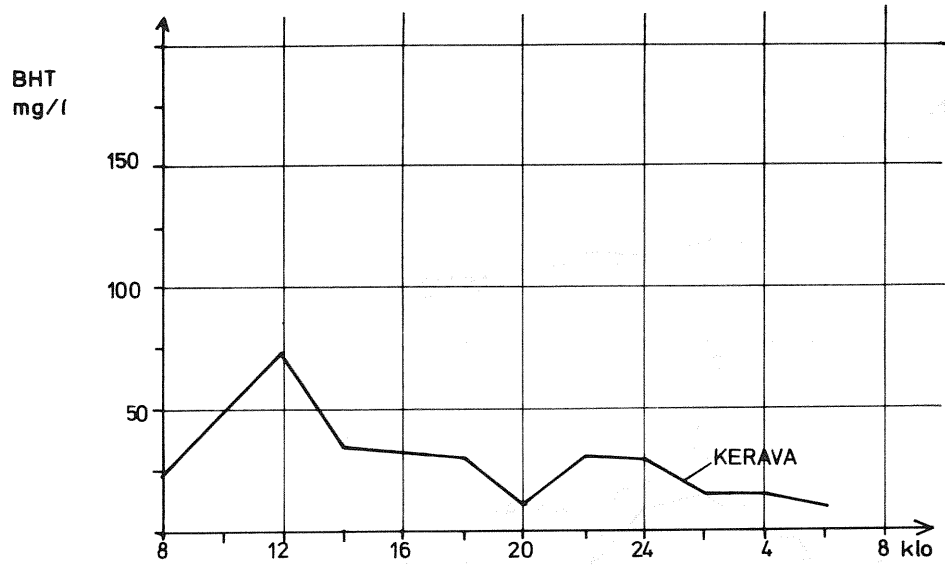
Kuva 7.2. Jäteveden laatu- ja määrävaihtelut Suutarilan pumppaamolla 13.-14.4.1976, mukana Keravan ja Vantaan jätevedet (lukuun ottamatta putkilinjaa 466-478).



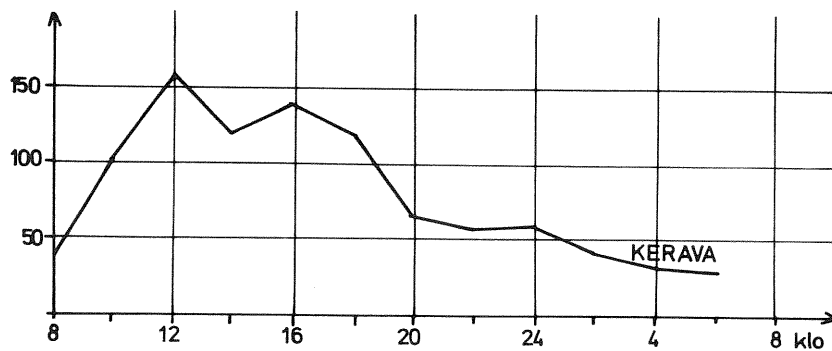
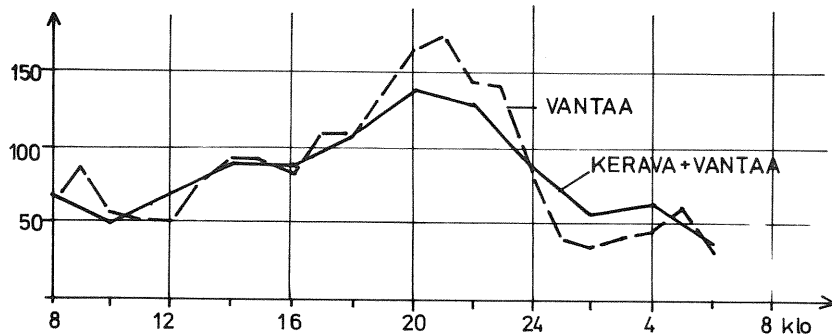
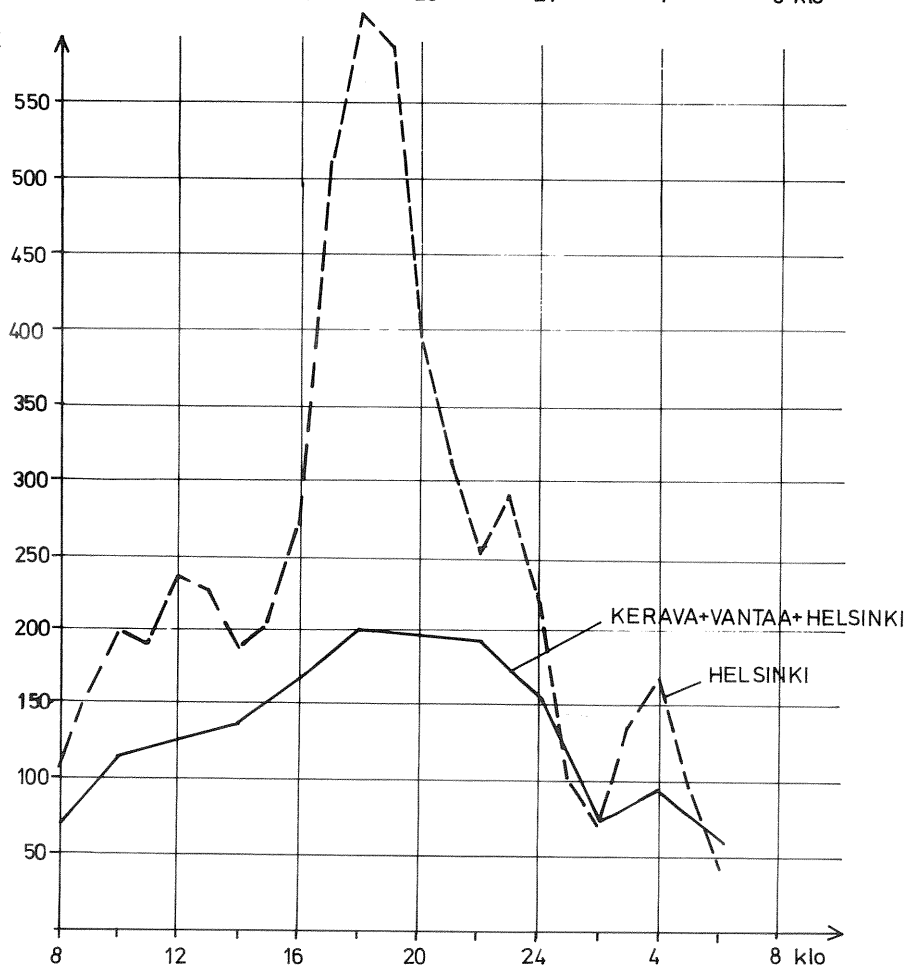
Kuva 7.3. Jäteveden määrä- ja laatuvahtelu Viikin puhdistamolla 13.-14.4.1976, mukana Keravan, Vantaan ja Helsingin jätevedet.



Kuva 7.4. Virtaaman vaihtelut eri mittauspisteissä 13.-14.4.1976 (kalibroinnin perusteella).



Kuva 7.5. BHT:n vaihtelut eri mittauspisteissä 13.-14.4.1976 (kalibroinnin perusteella).

KIINTOAINE
mg/lKIINTOAINE
mg/lKIINTOAINE
mg/l

Kuva 7.6. Kiintoaineen vaihtelut eri mittauspisteissä 13.-14.4. 1976 (kalibroinnin perusteella).

8. RUNKOVIEMÄRITARKASTELU

8.1 Nykyinen runkoviemäri

Nykyinen runkoviemäri alkaa \varnothing 800 mm:n johtona Keravalta ja päättyy jätevesitunnelina Viikin puhdistamolle. Sen kapasiteetin riittävyys nykytilanteessa tarkistettiin kalibroinnin yhteydessä. Kalibrointiajankohdan huippuvirtaamista huolimatta kapasiteetti osoittautui riittäväksi.

Hydraulisen ratkaisun valinta perustuu ennustettuihin viemäriveresimääriin, jotka koostuvat ennustetusta jätevesimäärän kasvusta ja v. 1976 sulamisajankohtana mitatusta vakioisesta vuotovesimäärästä. Mitoittavan tilanteen kestoa kuvaa se, että 1974 oli viiden peräkkäisen päivän jakso ($Q_{\max} = 138\,000 \text{ m}^3/\text{vrk}$) ja 1976 kolmen peräkkäisen päivän jakso ($Q_{\max} = 128\,000 \text{ m}^3/\text{vrk}$), jolloin Viikkiin tämän tutkimuksen mittausajankohtana tullut vesimäärä ($Q = 123\,000 \text{ m}^3/\text{vrk}$) ylitettiin.

8.2 Pääviemäri Järvenpää – Savio

Kun Järvenpää liitetään nykyiseen runkoviemäriin, viemäriveredet johdetaan Järvenpään puhdistamolta Saviolle. Viemäri voidaan rakentaa joko kokonaan putkena tai osittain putkena ja osittain tunnelina. Kapasiteetin riittävyyden kannalta paras Järvenpään ja Savion välinen yhteysvaihtoehto on valittu käyttämällä kalibrointiajankohdan virtaamia (vuosi 1976) mukaan otettaville taajamille.

Keravan viemäriveresivirtaama pidettiin kalibrointiajankohdan mukaisena (280 l/s). Järvenpäälle käytettiin vastaavan ajankohdan todellista puhdistamolle tullutta viemäriveresivirtaamaa, joka oli keskimäärin 160 l/s. Puhtaan veden kulutukseen verrattuna Järvenpäässä oli vuotovesiä 150 % jätevesimäärästä, siis hieman vähemmän kuin Keravalla. Hyrylän viemäriveresivirtaamaksi oletettiin 78 l/s, mihin sisältyy vuotovesiä samassa suhteessa kuin Keravalla. Viemärivereden laatu approksimoitiin siten, että kuivan kauden vir-

taaman laatu oletettiin Järvenpäässä ja Hyrylässä samaksi kuin Keravalla, joten lopullinen arvo määräytyi vuotovesiarvion perusteella. Myös Keravan vaihtelukertoimia on käytetty näille taajamille.

8.2.1 Johtoyhteys Järvenpää – Savio

Jos runkoviemäri rakennettaisiin Järvenpäästä \varnothing 1000 mm:n johtoyhteytenä Savioon, varsinaista viemäriveden varastoitumista ei tapahtuisi. Keravan viemärivedet johdetaan runkoviemäriin Ali-Keravan ja Savion kohdalla. Tällöin Ali-Keravalta Keravan ja Vantaan rajalle johtavan \varnothing 800 mm:n johtoyhteyden kapasiteetti ei riittäisi, vaan johdon päässä esiintyisi tulvimista. Ylivuoto on esimerkiksi alkanut klo 16.00 ja kestänyt klo 24.00:aan asti. Tulvinut vesimäärä on $2\,765\text{ m}^3$. Pahin ajankohta on ollut klo 18 - 19, jolloin ylivuoto on ollut 475 m^3 . Ylivuodon osuus koko virtaamasta on hieman yli 7 %. Mikäli johtokapasiteetti olisi riittänyt, vaadittava maksimipumppausteho olisi ollut n. 650 l/s.

8.2.2 Tunneliyhteys Ali-Kerava – Savio

Jos runkoviemärin Ali-Keravan ja Savion välinen yhteys rakennetaan tunnelina, kyseinen osuus soveltuu tällöin viemärivesien tasaamiseen. Yleissuunnitelman tarkistuksen mukaan tunnelista tulisi kuvan 8.1 mukainen.

Kriittisen hankausjännityksen mukaan mitoitetuissa Göteborgin viemärivesitunnelissa pohjan luiskakaltevuus on 1:5. Runkoviemärin tunneliosuuden pituuskaltevuus on noin 2 ‰ , mikä ylittää selvästi ruotsalaisten miniminä pitämän 1 ‰ ,

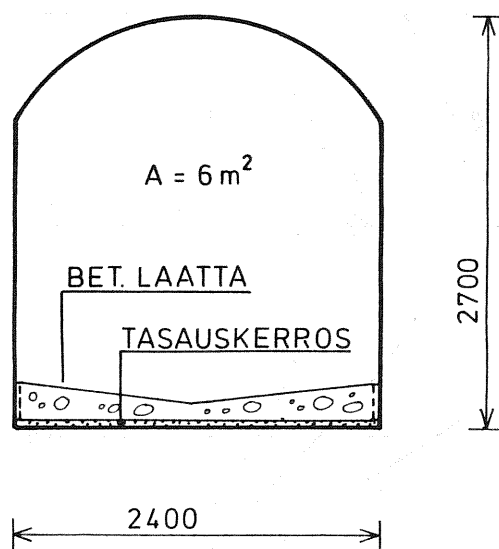
Ali-Keravan ja Savion välisen tunneliosuuden varastointikyky on noin $17\,000\text{ m}^3$.

Viemärivesitunnelista \varnothing 800 mm:n runkoviemäriin pumppaavien pumpujen yhteiseksi tehoksi annettiin aluksi 400 l/s. Simuloinnin alkamisajankohdaksi valittiin klo 4.00 aamuyöllä (vuosi 1976).

Viemärivesitunneliin ei alkutilassa ollut varastoitunut jätevet-
tä. Suoritetussa simuloinnissa pumppujen teho kävi riittämättö-
mäksi klo 14.00, jolloin tunneliin alkoi varastoitua viemäriveret-
tä. Varastoituminen jatkui seuraavaan aamuyöhön 2.00 asti ja saa-
vutti tällöin maksimiarvonsa $7\,535\text{ m}^3$.

PUHDISTAMOALUE - ALI-KERAVAL

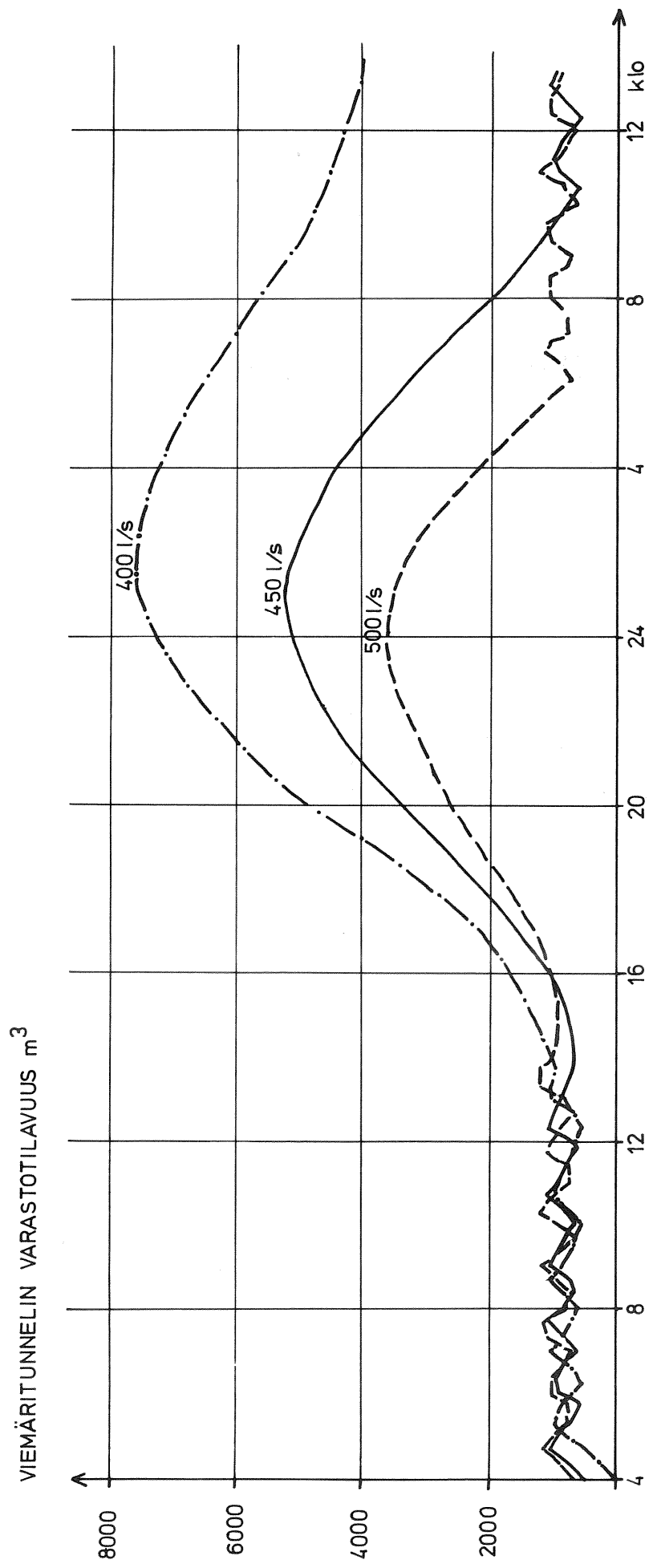
1:50



Kuva 8.1. Kalliotunnelin ohjeellinen poikkileikkaus.

Tämän jälkeen tunneli alkoi tyhjetä, mutta klo 13.00 seuraavana päivänä varastoitunut viemärivesien määrä oli vielä $4\,045\text{ m}^3$ (kuva 8.2). Tuntia myöhemmin varastoituminen alkoi uudestaan, koska kummallekin päivälle käytettiin samoja lähtöarvoja. Jos halutaan välttää yli vuorokauden mittaisia viipymiä, 400 l/s on riittämätön pumppausteho. Runkoviemärissä ei kyseisellä järjestelyllä esiinny tulvimista.

Jos pumppausteho nostetaan arvoon 450 l/s , varastoituminen alkaa vasta klo 16.00. Varastoituva jätevesimäärä saavuttaa maksimiarvonsa $5\,140\text{ m}^3$ klo 1.00 yöllä. Viemärivesitunneli on tyhjentynyt seuraavaan aamuun klo 10.40 mennessä. Tunneli on siis toiminut viemärivesien tasaajana lähes 19 tunnin ajan (kuva 8.2). Sen enem-



Kuva 8.2. Ali-Keravan – Savion viemäritunnelin varastointikyky vuoden 1976 hypoteettisessa tarkastelussa, tunnelin varastotilavuus 17 000 m³.

pää Vantaan kuin Helsinginkään puolella ei esiinny tulvimista.

Pumppujen kapasiteetti käy riittämättömäksi klo 16.40, jos käytetty teho on 500 l/s. Varastoituminen jatkuu 23.40 asti, jolloin tunnelissa on $3\,600\text{ m}^3$ viemärivettä varastoituneena. Klo 6.10 tunneli on tyhjentynyt, joten viemäriveresien taseaus kestää tässä tapauksessa 13,5 tuntia (kuva 8.2).

Edellä vuoden 1976 kalibrointivirtaamilla suoritettua hypoteettista tarkastelua perusteella valittiin ratkaisu, jossa ainakin osa on tunnelia riittävän varastotilan aikaansaamiseksi. Putkivaihtoehto olisi aiheuttanut tulvia heti runkoviemärien liittymispisteessä. Tunnelin pumppujen pumppaustehoksi valittiin eri vaihtoehdoissa 450 l/s ja 500 l/s. Lopullinen pumppaustehon valinta suoritetaan sen mukaan, kumpi teho paremmin mahdollistaa runkoviemäriin kapasiteetin riittävyyden tulevaisuudessa.

8.3 Kapasiteetin riittävyys

8.3.1 Hyrylän liittyminen

Hyrylän viemäriveredet johdetaan runkoviemäriin vuodesta 1976 lähtien. Koska Järvenpää liittyy runkoviemäriin vuoteen 1979 mennessä, Hyrylän liittymisen vaikutus tutkittiin kyseiseen vuoteen asti. Viemäriveresimäärät oletettiin aluksi vuoden 1979 huippuvuorokauden mukaisiksi (taulukko 8.1).

Taulukko 8.1. Huippuvuorokausivirtaamat 1976 ja 1979

	1976 ⁽¹⁾	1979
Kerava	274 l/s	300 l/s
Hyrylä	78 "	120 "
Vantaa	636 "	700 "
Helsinki	520 "	620 "

1) kalibrointituloksiin perustuvia

Suoritettua vuorokausisimuloinnin perusteella havaittiin esimerkiksi, että Helsingissä runkoviemäri tulvi v. 1978 jo $1\,870\text{ m}^3$ (kesto

4,5 tuntia) hieman ennen Siltamäen pumppaamon liittymiskohtaa (johto 520). Tulvimisen estämiseksi virtaamien tasaus on suoritettava kyseisen kohdan pohjoispuolella, esimerkiksi Suutarilan pumppaamolla tai kyseiselle johdolle on rakennettava rinnakkaisyhteys.

Lineaaristen kasvuennusteiden perusteella runkoviemärin kapasiteetti riittää ennusteiden mukaan vain vuoden 1976 puoliväliin, kun Hyrylä on liittynyt runkoviemäriin. Tällöin maksimivirtaama johdossa 520 on 1 340 l/s, kun täyden putken virtaama on 1 350 l/s ja maksimivirtaama 1 460 l/s.

8.3.2 Järvenpään liittyminen

Järvenpää yhdistetään runkoviemärin piiriin vuoteen 1979 mennessä. Viemäriveredet johdetaan Järvenpään puhdistamolta Ali-Keravalle \varnothing 1000 mm:n putkessa ja tästä Saviolle 6 m²:n tunnelissa. Runkoviemärin kapasiteetin mahdollisimman tehokas hyväksikäyttö edellyttää sekä Keravan että Järvenpään virtaamien tasausta. Tästä syystä Ali-Keravan pumppaamolle kertyvät jätevedet johdetaan tunneliin Ali-Keravan kuilun kautta, mutta myös muun Keravan jätevedet on johdettava Savion kuilun kautta tunneliin eikä suoraan putkiviemäriin, taikka Keravalta Savion kautta tulevien jätevesien johto on järjestettävä siten, että Savion kautta ja jätevesitunnelista yhteensä tuleva virtaama ei ylitä alapuolisen runkoviemärin osan (putket 202, 304, 308) kapasiteettia. Jälkimmäinen vaihtoehto edellyttää asianmukaiset pumppausjärjestelyt.

Hyrylän ja Järvenpään runkoviemäriin liittymisen vaikutukset kapasiteetin riittävyteen perustuvat taulukossa 8.2 esitettyihin virtaamatietoihin.

Virtaamien vaihtelut on pidetty kalibrointimittausten mukaisina.

Taulukko 8.2. Huippuvuorokausivirtaamat 1979 - 1982

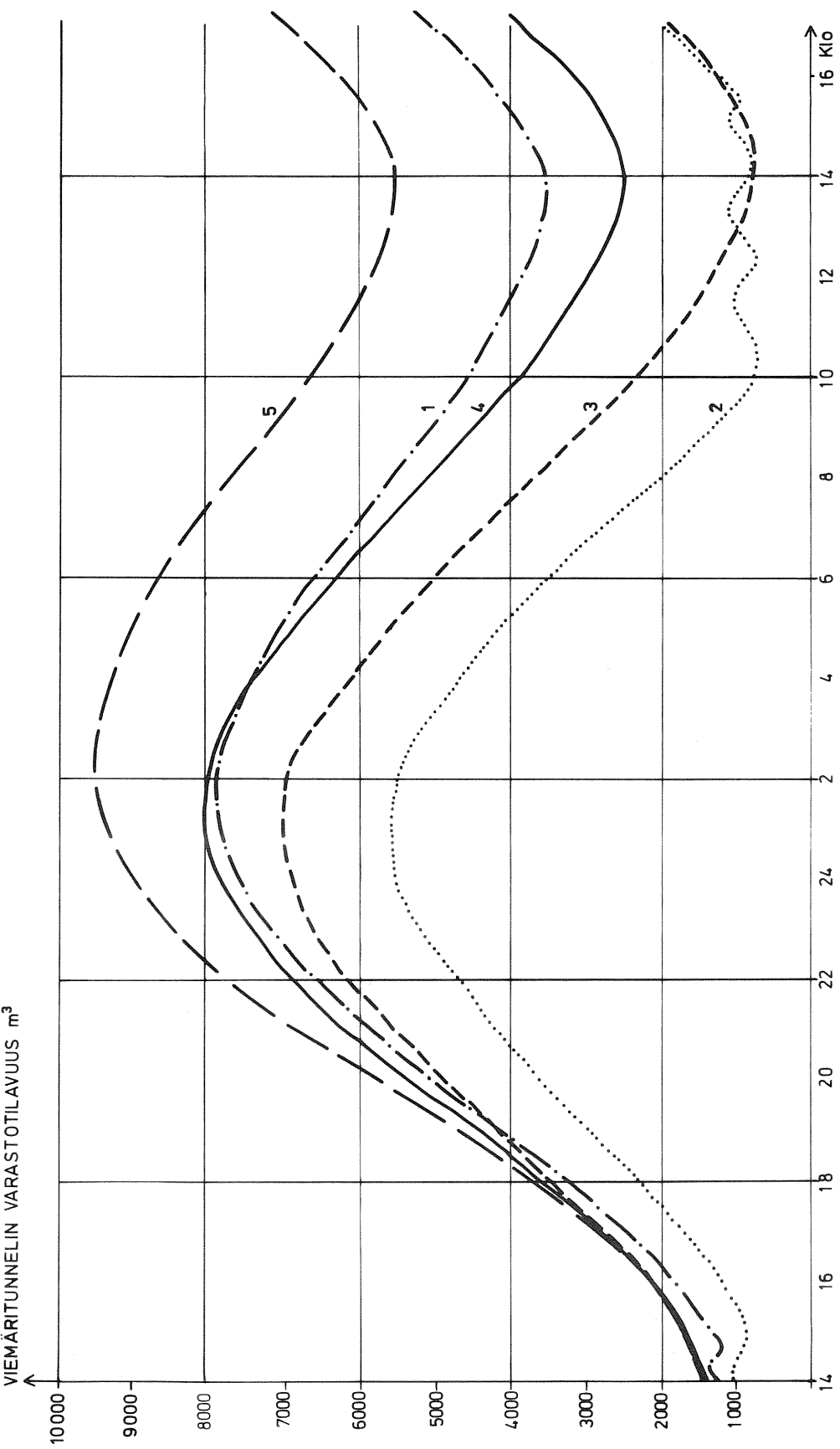
	1979	1980	1981	1982
Järvenpää	180 l/s	185 l/s	190 l/s	195 l/s
Kerava	300 "	305 "	310 "	315 "
Hyrylä	120 "	130 "	140 "	150 "
Vantaa	700 "	720 "	735 "	750 "
Helsinki	620 "	645 "	670 "	695 "
Yhteensä	1 920 l/s	1 985 l/s	2 045 l/s	2 105 l/s

8.3.2.1 Tilanne 1979

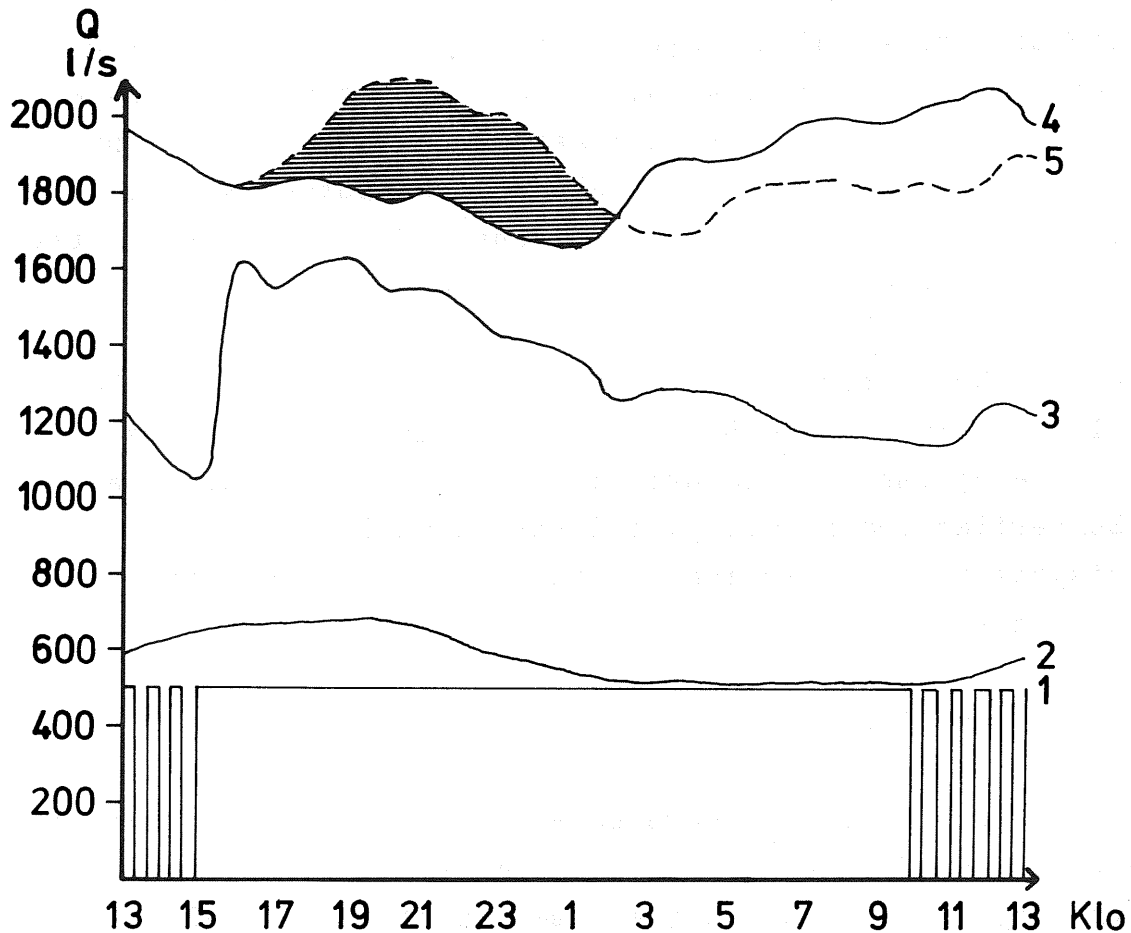
Suoritetussa vuotta 1979 vastaavassa vuorokausisimuloinnissa Helsingissä tapahtuu $6\,440\text{ m}^3$:n ylivuoto johdossa 520. Jos johtosuuden kaikki putket tulvivat, ylivuotoja tapahtuu 620 metrin matkalla. Virtaama Saviolta ja viemäriveresitunnelista runkoviemäriin on yhteensä ollut 500 l/s. Yhteinen teho 450 l/s ei enää Järvenpään liittymisen jälkeen riitä tyhjentämään tunneliin varastoitunutta viemäriverettä vuorokauden kuluessa (kuva 8.3). Valittu yhteinen teho 500 l/s on suurin alapuolisten johtojen kapasiteettien sallima, mutta sekin riittää vain vuoden 1980 loppuun asti.

Seuraavissa kohdissa puhutaan vain Ali-Keravan – Savion viemäriveresitunnelin pumppaustehosta, mikä luonnollisesti sisältää edelleen sen vaihtoehdon, että osa viemäriveredestä tulee runkoviemäriin suoraan Saviolta ja osa viemäriveresitunnelista. Keravan ja Järvenpään viemäriveresien varastoitumisen tutkiminen tietokoneella oli helpompaa siten, että kaikki viemäriveredet kerättiin tunneliin, mistä syystä puhutaan pumppauksesta tunnelista, vaikka tarkoitetaan kumpaakin järjestelyvaihtoehtoa.

Helsingin (yhteensä $6\,440\text{ m}^3$) ylivuoto on alkanut klo 16.20 ja kestänyt yli 8 tuntia (kuva 8.4). Rakentamalla putkelle 520 rinnakkaisputki voidaan tulviminen estää. Rinnakkaisputken rakentaminen ei aiheuta tulvimista Helsingin verkoston alemmissa osissa.



Kuva 8.3. Ali-Keravan — Savion viemäritunnelin varastointikyky seuraavissa tilanteissa:
1) = pumpaus 450 l/s, vuosi 1979
2) = pumpaus 500 l/s, vuosi 1979
3) = pumpaus 500 l/s, vuosi 1980
4) = pumpaus 500 l/s, vuosi 1982
5) = pumpaus 500 l/s, vuosi 1985



Kuva 8.4. Tilanne vuonna 1979 runkoviemärissä Keravalla, Vantaalla ja Helsingissä.

Jos Helsingin alueella putkella 520 olisi rinnakkaisputki, olisivat Viikin virtaamat käyrän 5 mukaisia. Viivoitettu alue käyrien 4 ja 5 välissä kuvaa putken 520 yläpuolelle varastoitunutta viemäriveresimäärää ($6\,440\text{ m}^3$)

- 1 = virtaamat Ali-Keravan – Savion tunnelin pumppaamon jälkeen, mukana Järvenpään ja Keravan viemäriveredet
- 2 = virtaamat Hyrylän liittymässä, mukana Järvenpään, Keravan ja Hyrylän viemäriveredet
- 3 = virtaamat Suutarilan pumppaamon jälkeen, mukana Järvenpään, Keravan, Hyrylän ja Vantaan viemäriveredet
- 4 = virtaamat Viikin puhdistamolla, jos putken 520 edellä on tasausallas, mukana Järvenpään, Keravan, Hyrylän, Vantaan ja Helsingin viemäriveredet
- 4 = virtaamat Viikin puhdistamolla, jos putkella 520 on rinnakkaisputki.

Jos kyseisen ylivuotokohdan yläpuolelle rakennetaan tasausallas, varastoitunut jätevesimäärä saataisiin lähes kokonaan pumpatuksi pois altaasta klo 1.40:n jälkeen, jolloin altaan alapuolisessa putkessa on jälleen vapaata kapasiteettia. Altaan tyhjennyspumppaus tulisi järjestää siten, että alapuolisen putken kokonaisvirtaama olisi jatkuvasti pumppauksen aikana 1 350 l/s, mikä on täyden putken kapasiteetti.

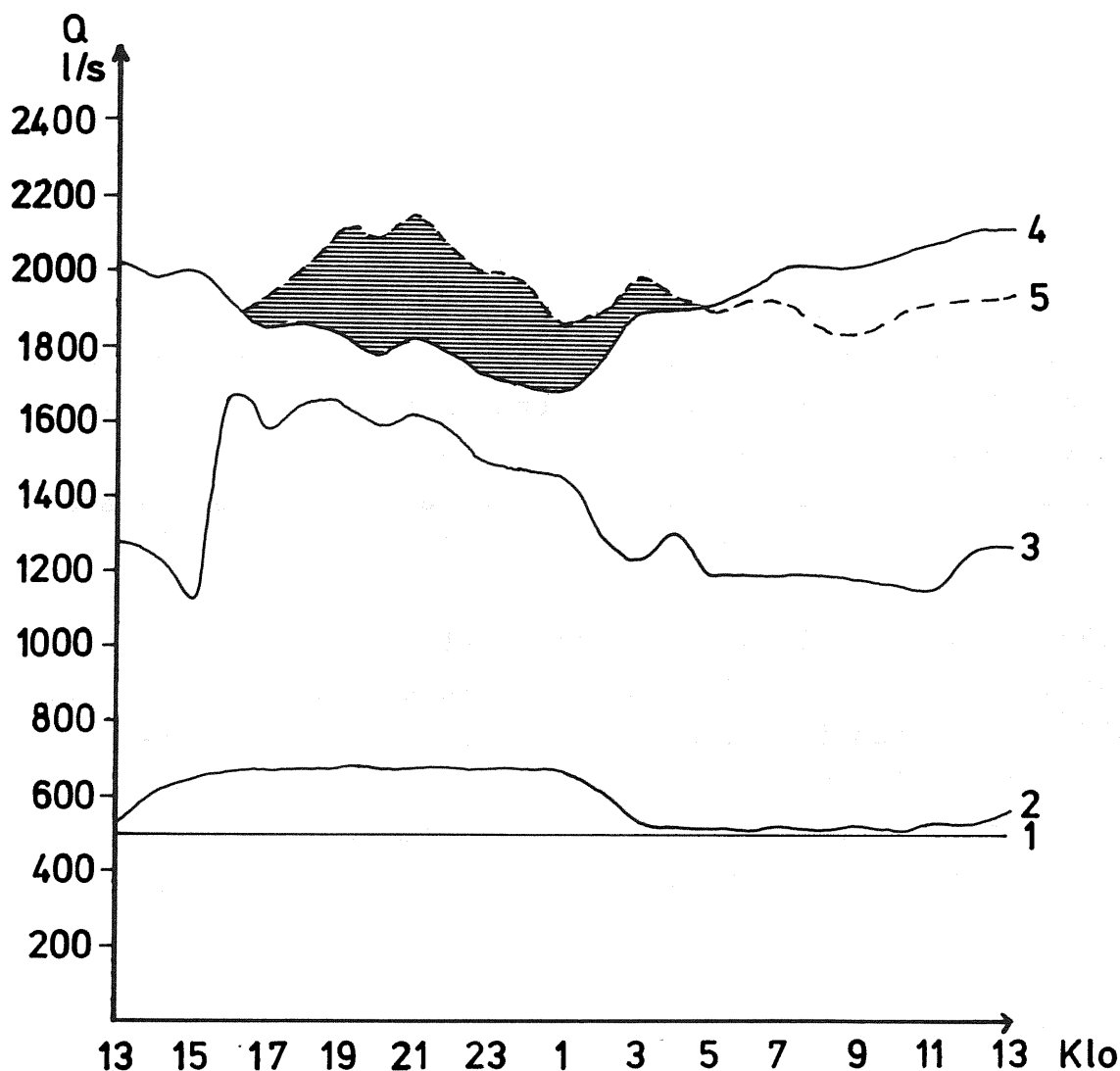
Runkoviemärin kapasiteetti on riittävä vuoden 1979 tasatuille virtaamille. Ali-Keravan – Savion jätevesitunnelin pumppausteholla 500 l/s ja virtaamien tasaamisella johdon 520 yläpuolella (esim. Suutarilan pumppaamolla) tai rakentamalla johdolle 520 rinnakkaisyhteys virtaamahuippujen tasaus voidaan suorittaa vuorokauden aikana.

8.3.2.2 Tilanne 1980

Vuoden 1980 virtaamille Ali-Keravan – Savion viemäriveresitunneliin varastoituva vesimäärä ehtii 500 l/s pumppausteholla juuri ja juuri tyhjentyä, ennen kuin uutta viemärivettä alkaa jälleen varastoitua (kuva 8.3). Tämän ajankohdan jälkeen tasausta ei voida suorittaa vuorokauden sisällä, vaan tunnelin tyhjentyminen edellyttää huippuvuorokausitilanteen ohittamista.

Vantaan verkko ei tässäkään vaiheessa tulvi, vaan kapasiteetti käy riittämättömäksi vasta Helsingissä johdossa 520 (kuva 8.5). Tulviminen alkaa klo 16.20 ja kestää klo 2.00 asti. Jos tämä ylivuotanut vesimäärä kootaan tasausaltaaseen, se saavuttaa maksiminsa 8 265 m³ klo 2.00 ja alkaa sitten tyhjetä. Seuraavana iltapäivänä varastoitumisen alkaessa uudelleen tasausaltaassa olisi vielä 3 080 m³ jätevettä, joten altaan tyhjentyminen ei ole mahdollista, ennen kuin huippuvuorokausitilanne olisi ohitse. Rakentamalla putkelle 520 rinnakkaisputki tulva saataisiin poistetuksi.

Runkoviemärin kapasiteetti ei siis riitä (ilman rinnakkaisputkea) tasaustoimillakaan vuoden 1980 huippuvuorokauden virtaamille.



Kuva 8.5. Tilanne vuonna 1980 runkoviemärissä Keravalla, Vantaalla ja Helsingissä.

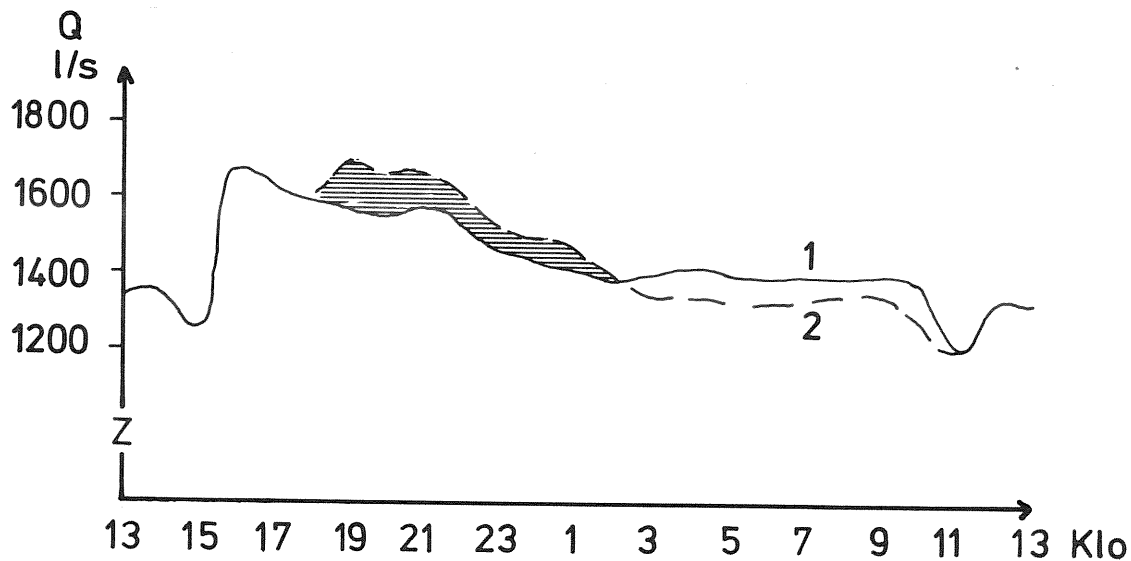
Jos Helsingin alueella putkella 520 olisi rinnakkaisputki, olisivat Viikin virtaamat käyrän 5 mukaisia. Viivoitettu alue käyrien 4 ja 5 välissä kuvaa putken 520 yläpuolelle varastoitunutta viemäriveresimäärää (8 265 m³). Ali-Keravan – Savion (käyrä 1) jätevesi ehditään juuri ja juuri pumpputa pois, ennen kuin uutta viemärivettä alkaa varastoituta tunneliin.

- 1 = virtaamat Ali-Keravan – Savion tunnelin pumppaamon jälkeen, mukana Järvenpään ja Keravan viemäriveredet
- 2 = virtaamat Hyrylän liittymässä, mukana Järvenpään, Keravan ja Hyrylän viemäriveredet
- 3 = virtaamat Suutarilan pumppaamon jälkeen, mukana Järvenpään, Keravan, Hyrylän ja Vantaan viemäriveredet
- 4 = virtaamat Viikin puhdistamolla, jos putken 520 edellä on tasausallas, mukana Järvenpään, Keravan, Hyrylän, Vantaan ja Helsingin viemäriveredet
- 5 = virtaamat Viikin puhdistamolla, jos putkella 520 on rinnakkaisputki.

8.3.2.3 Tilanne 1981 – 1982

Ali-Keravan – Savion tunnelivarastosta ei vuonna 1982 ehditä pumputa kaikkea viemärivettä pois ennen seuraavan vuorokauden virtaamahuippua, vaan sinne varastoituu edellisen vuorokauden viemäriveresiä noin $1\,700\text{ m}^3$ (kuva 8.3). Pumppujen tehoa (500 l/s) ei voida kasvattaa, koska se aiheuttaisi uusia tulvia alapuolisessa verkostossa. Myöskään vuonna 1981 ei kaikkea vuorokauden aikana varastoitua viemärivettä ehditä pumputa pois.

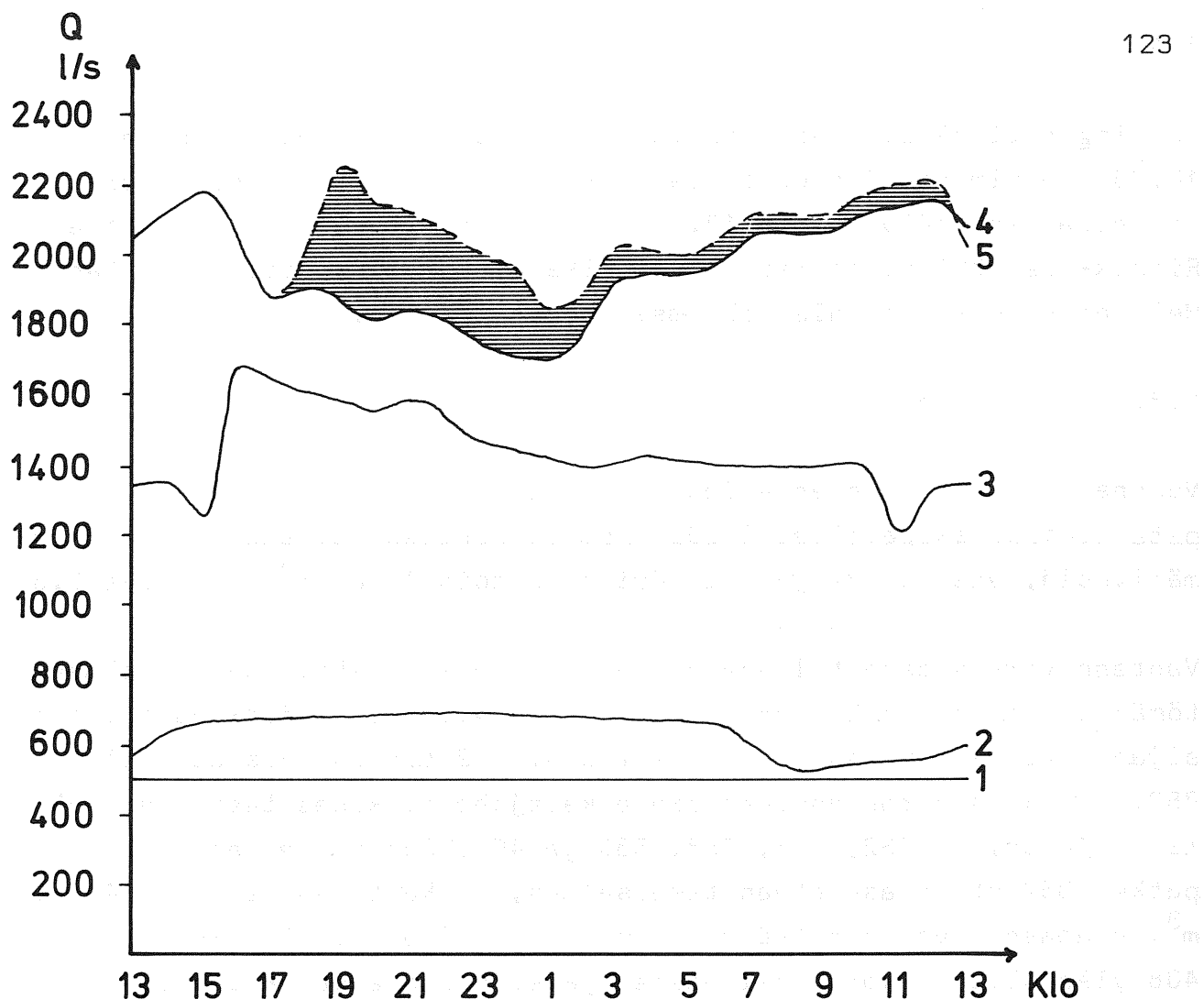
Vuonna 1981 runkoviemärin kapasiteetti Vantaalla käy riittämättömäksi putkessa 408. Vuoden 1982 huippuvuorokautena johto 408 tulvii $2\,085\text{ m}^3$ 7,5 tunnissa (kuva 8.6, käyrä 1). Mikäli putkella 408 olisi rinnakkaisputki, saataisiin Vantaalla Suutarilan pumpaamolla kuvan 8.6, käyrän 2 mukaiset virtaamat. Muualla Vantaalla ei tulvimista vielä tapahdu, mutta verkoston kapasiteetti on kokonaan käytetty.



Kuva 8.6. Vantaan virtaamavaihtelut Suutarilan pumpaamolla vuonna 1982.

Viivoitettu alue kuvaa putken 408 tulvimista ($2\,085\text{ m}^3$) Vantaalla

- 1 = virtaamat Suutarilan pumpaamon jälkeen, jos putken 408 edellä on varastoallas, mukana Järvenpään, Keravan, Hyrylän ja Vantaan viemäriveredet
- 2 = virtaamat Suutarilan pumpaamon jälkeen, jos putkella 408 on rinnakkaisyhteys



Kuva 8.7. Tilanne vuonna 1982 runkoviemärissä Keravalla, Vantaalla ja Helsingissä.

Käyrä 3 Vantaalla esittää tilanneetta, jossa putken 408 yläpuolella tulvinut vesimäärä varastoidaan.

Viivoitettu alue käyrien 4 ja 5 välissä kuvaa putken 520 yläpuolelle varastoitunutta viemäriveresimäärää (9 200 m³)

- 1 = virtaamat Ali-Keravan – Savion tunnelin pumppaamon jälkeen; tunneliin varastoituut viemäriverettä 1 700 m³, koska alapuolisen verkoston kapasiteetti ei riitä altaan tyhjentämiseksi vuorokauden aikana, mukana Järvenpää ja Keravan viemäriveredet
- 2 = virtaamat Hyrylän liittymässä, mukana Järvenpään, Keravan ja Hyrylän viemäriveredet
- 3 = virtaamat Suutarilan pumppaamon jälkeen, jos putken 408 edellä on varastoallas, mukana Järvenpään, Keravan, Hyrylän ja Vantaan viemäriveredet
- 4 = virtaamat Viikin puhdistamolla, jos putken 520 edellä on tasausallas, mukana Järvenpään, Keravan, Hyrylän, Vantaan ja Helsingin viemäriveredet
- 5 = virtaamat Viikin puhdistamolla, jos putkella 520 on rinnakkaisputki.

Helsingin viemäriverkostossa putkessa 520 alkaa tulviminen kello 16.20. Tulviminen jatkuu tästä hetkestä eteen päin ja sen suuruus on seuraavana päivänä klo 13.00 jo $9\,200\text{ m}^3$ (kesto yli 20 tuntia). Rinnakkaisputki poistaisi tulvat eikä aiheuttaisi niitä myöskään Helsingin verkoston alapuolisessa osassa (kuva 8.7).

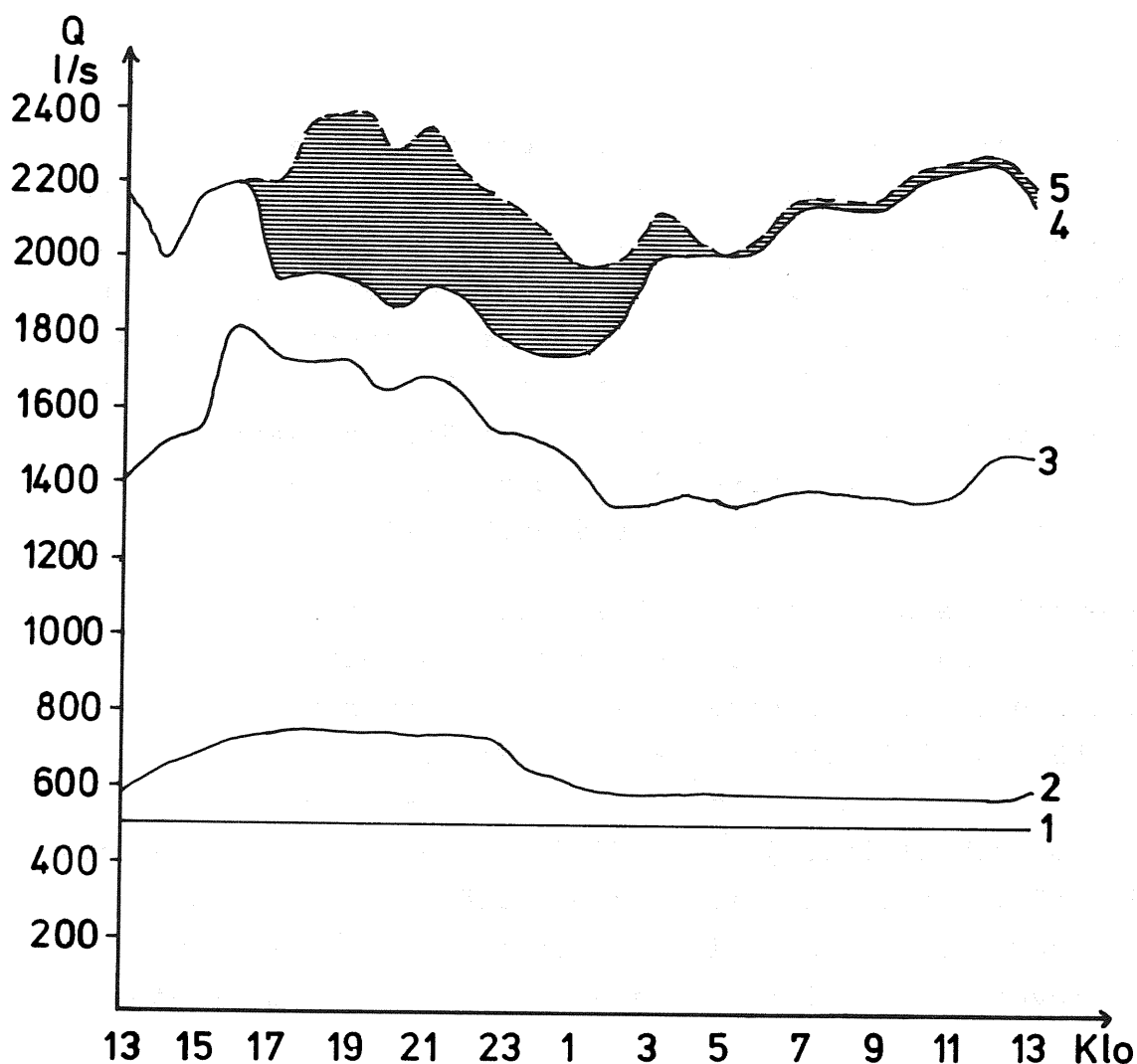
8.3.2.4 Tilanne 1985

Vuonna 1985 Ali-Keravan – Savion viemäritunnelista ei ehditä pumpata (pumppauskapasiteetti 500 l/s) vuorokauden aikana tulevia viemäriveresiä, vaan sinne jää viemärivettä noin $4\,000\text{ m}^3/\text{vrk}$ (kuva 8.3).

Vantaan verkostossa tilanne on synkkä. Kapasiteetti käy riittämättömäksi putkissa 352, 358 ja 408. Putki 408 tulvii jatkuvasti, sen sijaan muissa putkissa tulva kestää 6...12 tuntia. Jos putkille 352, 358 ja 408 rakennetaan rinnakkaisjohdot, kapasiteetti ei enää riitä johdoissa 362, 366, 368, 380 ja 406. Jos oletetaan, että putken 352 eteen asetetaan tasausallas, jonka tilavuus olisi $4\,000\text{ m}^3$, saadaan kuvan 8.8 (käyrä 3) mukainen tilanne. Tällöin putken 408 yläpuoliseen varastoaltaaseen jäisi vuorokauden kuluttua noin $2\,050\text{ m}^3$ viemärivettä, koska alapuolisen putken kapasiteetti ei riitä suuremman vesimäärän kuljettamiseen. Putken 352 edessä olevalla varastoaltaalla saataisiin estetyksi muiden putkien, paitsi putken 408, tulvat.

Jos oletetaan johto-osuuksien kaikkien putkien tulvivan, Vantaalla tapahtuu ylivuotoja 700 metrin matkalla. Jos tulviville putkille rakennetaan rinnakkaisyhteydet samoin kuin tämän jälkeen tulviville johto-osuuksille, rinnakkaisputkien kokonaispituus nousee Vantaalla 2 810 metriin.

Helsingin verkostossa putki 520 tulvii yhteensä $13\,000\text{ m}^3/\text{vrk}$. Rinnakkaisputken rakentaminen poistaa tulvat eikä aiheuta niitä myöskään alapuolisessa verkoston osassa (kuva 8.8).



Kuva 8.8. Tilanne vuonna 1985 runkoviemärissä Keravalla, Vantaalla ja Helsingissä.

- 1 = virtaamat Ali-Keravan – Savion tunnelin pumppaamon jälkeen, tunneliin varastoituu viemäriä 4 000 m³/vrk, koska alapuolisen verkoston kapasiteetti ei riitä altaan tyhjentämiseksi vuorokauden aikana, mukana Järvenpään ja Keravan viemäriverdet
- 2 = virtaamat Hyrylän liittymässä, mukana Järvenpään, Keravan ja Hyrylän viemäriverdet
- 3 = virtaamat Suutarilan pumppaamon jälkeen, jos kaikkien tulvivien putkien edellä on varastoallas, mukana Järvenpään, Keravan, Hyrylän ja Vantaan viemäriverdet
- 4 = virtaamat Viikin puhdistamolla, jos putken 520 edellä on tasausallas, mukana Järvenpään, Keravan, Hyrylän, Vantaan ja Helsingin viemäriverdet
- 5 = virtaamat Viikin puhdistamolla, jos putkella 520 on rinnakkaisputki.

8.3.2.5 Tilanne vuoden 1985 jälkeen

Varsinaista simulointimallin avulla suoritettua tarkastelua ei ole ulotettu vuotta 1985 seuraaville vuosille, koska 1985 tilanne on jo kestänyt. Jos rakennettaisiin rinnakkaisyhteydet kaikille tulvineille johto-osuuksille, rinnakkaisputkien yhteispituudeksi tulisi jo lähes neljä kilometriä. Sitä paitsi viemärivettä olisi varastoitunut noin $4\,000\text{ m}^3/\text{vrk}$ Ali-Keravan – Savion viemäriveresitunneliin. Varastoituneen veden johtaminen lisäisi huomattavasti rinnakkaisputkien tarvetta. Lisäksi joka vuosi vuoden 1985 jälkeen runkoviemärin kapasiteetti kävisi riittämättömäksi yhä uusista kohdista.

Runkoviemärin kapasiteetin lisäämiseksi ei välttämättömien toimenpiteiden (ks. kohta 12.2) lisäksi tulisi turvautua jatkuvaan uusien rinnakkaisyhteyksien rakentamiseen. Runkoviemärin kapasiteetti riittää välttämättömillä lisäyhteyksillä 1980-luvun alkupuolelle. Tällöin tulisi pyrkiä saamaan meriviemäri ainakin osittain käyttöön, jos tämä on mahdollista ja jos tällä voidaan välttää kapasiteetin riittämättömyys tutkimuksessa ilmenneissä heikoissa kohdissa. Ympäristöön kohdistuvien kuormitusten kannalta olisi välttämätöntä, että 1980-luvun puoliväliin mennessä meriviemäri olisi käytössä.

8.4 Tarkastelulähtökohdan arviointia

Tarkasteluajankohtien huippuvuorokausivirtaamat ovat perustuneet kalibrointiajoista saatuihin viemäriveresimääriin sekä jätevesien huippuvuorokausivirtaamien kasvuennusteisiin. Poikkileikkausvuosien tarkastelulähtökohtien oikeellisuus riippuu siis kalibrointi-ajankohdan edustavuudesta.

Poikkileikkausvuosille käytetyt virtaamavaihtelut ovat olleet samat kuin keväällä 1976 kenttäkokein mitatut. Kalibrointiajankohtana Viikin puhdistamolle tullut vuorokautinen jätevesimäärä oli $123\,000\text{ m}^3$. Vuotovesien osuutta ei voida pitää runkoviemärielle poikkeuksellisen suurena, sillä suurin Viikkiin tullut vuorokausivirtaama 1974 oli $139\,000\text{ m}^3$, 1975 $76\,000\text{ m}^3$ ja 1976 (keväällä) $128\,000\text{ m}^3$. Lisäksi 1974 oli viiden peräkkäisen päivän ja 1976 kolmen peräkkäisen päivän jakso, jolloin virtaama oli Viikissä

suurempi tai yhtä suuri kuin $123\,000\text{ m}^3/\text{vrk}$. Vuotovesien osuus oli poikkeuksellisen suuri, jos niitä verrataan jätevesiviemäreiden mitoituksessa yleensä käytettyyn vuotovesiotaksumaan.

Kun tutkittiin, mitä vaikutuksia Helsingin kaupungilta projektin loppuvaiheessa saaduilla Viikin uusilla virtaamatiedoilla (vaihtelurajat suoritetuissa virtaamamittauksissa $1\,080\text{ l/s}$ ja 1950 l/s) oli lopputulokseen, havaittiin myös putken 514 kapasiteetin käyvän riittämättömäksi samoihin aikoihin kuin putken 520. Muilta osin tulokset eivät muuttuneet.

8.5 Vuotovesiarvion vaikutukset

Vuonna 1975 Viikkiin tulleen jäteveden vuorokautinen huippuarvo on vuoden 1974 ja 1976 arvoja selvästi pienempi. Suotuisissa oloissa runkoviemärin kapasiteetti voi riittää 1980-luvun alkupuolelle. Taulukkoon 8.3 on koottu arvot kapasiteetin riittävydestä, jos vuotovesiosuuden katsotaan poikkeavan kalibrintiajankohdan arvosta.

Lähtökohdaksi on valittu laskettu vuoden 1979 tilanne, jolloin maksimivirtaamasta ($1\,740\text{ l/s} = 150\,300\text{ m}^3/\text{vrk}$) noin puolet oli jätevesiä ja toinen puoli vuotovesiä. Niinpä taulukossa 8.3 maksimivirtaama saa arvon 1.0 ja vuotovesiosuus jätevesistä arvon 100 %. Taulukkoon on laskettu, miten vuotovesiosuuden muuttuminen jätevesimäärän pysyessä ennallaan (v. 1979 ennustettu arvo) vaikuttaa kokonaisvirtaamaan ja kapasiteetin riittävyteen.

Taulukko 8.3. Kapasiteetin riittävyys eri lähtökohtien perusteella

Vuotovesimäärä jätevesiin verrattuna	Maksimivirtaama lasken- noissa käytettyyn ver- rattuna	Viimeinen vuosi, jolloin runkoviemärin kapasiteet- ti riittää kaikkialla
140 %	1,2-kertainen	1975/1976
120 "	1,1 "	1977
100 "	1,0 "	1979
90 "	0,95 "	1980
80 "	0,9 "	1981
60 "	0,8 "	1982/1983
40 "	0,7 "	1984

8.6 Kuormitus selvitys

8.6.1 Lika-ainekuormitukset

Poikkileikkausvuosien kapasiteettitarkastelun yhteydessä laskettiin myös eri alueiden aiheuttamat lika-ainekuormitukset. Lähtökohtana pidettiin kenttäkokeista saatuja laatutietoja. Taulukossa 8.4 on eri alueiden aiheuttamat BHT- ja kiintoainekuormitukset vuosien 1976, 1979 ja 1980 huippuvuorokautena.

Taulukko 8.4. Eri poikkileikkausvuosina runkoviemäriin tulleet lika-ainekuormitukset

	Vuosi			
	1976 kalibrointi	1979 huippuvrk	1980 huippuvrk	1985 huippuvrk
<u>BHT₇ kg/vrk</u>				
Kerava	570	940	990	1 230
Järvenpää	-	620	660	990
Hyrylä	-	460	540	850 ²⁾
Vantaa	3 340	3 580	4 360 ¹⁾	5 560 ²⁾
Helsinki	2 390	3 260	3 400 ¹⁾	3 640 ³⁾
koko alue	6 300	8 860	9 950	12 270
<u>Kiintoaine kg/vrk</u>				
Kerava	2 020	2 570	2 840	3 580
Järvenpää	-	2 020	2 060	2 590
Hyrylä	-	1 250	1 460	2 340 ⁵⁾
Vantaa	4 670	5 740	6 480 ⁴⁾	7 340 ⁵⁾
Helsinki	10 060	13 830	14 380 ⁴⁾	17 740 ⁶⁾
koko alue	16 750	25 410	27 220	33 590

1) ylivuoto 200 kg BHT₇/vrk, ei sisälly taulukon arvoon

2) " 150 " " " " "

3) " 1 080 " " " "

4) " 800 kg SS/vrk, " " " "

5) " 220 " " " "

6) " 3 740 " " " "

Koska kalibrointimittauksia on pidettu laadun ennusteiden lähtökohtana, mittausajankohta heijastuu kaikkiin laskettuihin kuormi-

tuksiin. Kun tältä pohjalta verrataan toisiinsa Keravan, Vantaan ja Helsingin eri poikkileikkausvuosien keskimääräisiä kuormituksia asukasta kohden, havaitaan BHT₇:n olevan Keravalla ja Helsingissä lähes sama ja toisaalta kiintoaineen olevan Keravalla ja Vantaalla lähes sama. Keskiarvot on koottu taulukkoon 8.5.

Taulukko 8.5. Poikkileikkausvuosien keskimääräiset kuormitukset asukasta kohden

	BHT ₇ (g/as/vrk)	SS (g/as/vrk)
Kerava	30	90
Vantaa	60	90
Helsinki	35	145

Saadut arvot eivät vaikuta poikkeuksellisilta, sillä lähteen /29/ mukaan asumisjätevedessä olevan aineksen ominaismäärät ovat biologiselle hapen tarpeelle 42 g/as/vrk ja kiintoaineelle 110 g/as/vrk.

Helsingin alueella vuoden 1980 huippuvuorokausivirtaamasta aiheutuva tulva sisälsi 200 kg BHT₇:ää ja 800 kg kiintoainetta. Tämä vastaa noin 5 000...7 000 asukkaan yhdyskunnan vuorokautista jätevesikuormitusta kyseisten parametrien suhteen. Vastaavasti vuoden 1985 ylivuoto vastaisi 25 000...35 000 asukkaan yhdyskunnan vuorokautista kuormitusta.

8.6.2 Sedimentoituminen runkoviemärissä

Sedimentoituminen kullakin johto-osuudella riippuu putkien kaltevuudesta, halkaisijasta, karkeudesta ja viemäriveresivirtaamasta. Keravan, Vantaan ja Helsingin viemäriverkostoissa tapahtuvaa kiintoaineen laskeutumista tutkittiin siten, että kunkin osa-alueen johto-osat jaettiin neljään sedimentoitumisluokkaan.

Luokat on muodostettu vertaamalla kunkin johto-osuuden sedimentoitumista saman osa-alueen keskimääräiseen sedimentoitumiseen. Saadut arvot perustuvat simulointimallin laskemaan kuivana kautena tapahtuvaan laskeutumiseen.

Sedimentoitumisluokat ovat seuraavat

luokka 1, $a \leq 0,5 a_{\text{kesk}}$	(vähäinen sedimentoituminen)
luokka 2, $0,5 a_{\text{kesk}} < a \leq 2,0 a_{\text{kesk}}$	(keskimääräinen sedimentoituminen)
luokka 3, $2,0 a_{\text{kesk}} < a \leq 5,0 a_{\text{kesk}}$	(runsas sedimentoituminen)
luokka 4, $5,0 a_{\text{kesk}} < a$	(erittäin voimakas sedimentoituminen)

a = johto-osuudelle laskeutunut kiintoainemäärä (kg/m)

a_{kesk} = osa-alueen johto-osuuksille keskimäärin laskeutunut kiintoainemäärä (kg/m)

Keskimääräinen sedimentoituminen lasketaan seuraavasti

$$a_{\text{kesk}} = \frac{m}{l}$$

m = koko osa-alueen verkostoon laskeutunut kiintoainemäärä (kg)

l = osa-alueen viemäriverkon kokonaispituus (m).

Jotta osa-alueiden sedimentoitumista voisi verrata keskenään, on otettava huomioon, että $a_{\text{kesk}}(\text{Vantaa}) = 2,9 \times a_{\text{kesk}}(\text{Kerava})$, $a_{\text{kesk}}(\text{Helsinki}) = 1,3 \times a_{\text{kesk}}(\text{Vantaa})$ ja $a_{\text{kesk}}(\text{Helsinki}) = 1,3 \times a_{\text{kesk}}(\text{Vantaa})$ ja $a_{\text{kesk}}(\text{Helsinki}) = 3,8 \times a_{\text{kesk}}(\text{Kerava})$.

Taulukoissa 8.6, 8.7 ja 8.8 on jaettu Keravan, Vantaan ja Helsingin putkiosuudet luokkiin mainitulla tavalla. Taulukoista havaitaan sedimentoitumisen kannalta hankaliksi yleensä ne putkiosuudet, joissa putkikaltevuus on pieni.

Sedimentoitumista voidaan arvioida kriittisen hankausjännityksen avulla. Valitaan tarkasteltavaksi esimerkiksi johto-osuus 576 (kuuluu sedimentoitumisluokkaan 4), joka on $1,1^\circ$ /oo kalteva, 420 m pitkä ja kooltaan $\varnothing 1\,800$ mm.

Simulointimallin mukaan tälle johto-osuudelle laskeutuu 10 päivässä 180 kg kiintoainetta, jos putket oletetaan alun perin puhtaiksi ja kiintoainepitoisuus kalibrointiajankohdan mukaiseksi. Jos oletetaan jäteveden kiintoainepitoisuuden muistuttavan huleveden

Taulukko 8.6. Keravan vie-
märiverkon putkiosuuksien
jako sedimentoitumis-
luokkiin

Johto-osuuden numero			
luokka 1	luokka 2	luokka 3	luokka 4
204	202	208	216
206	210	212	
238	234	214	
240	236	220	
242	244		
248	246		
250			
218			
224			
226			
228			
230			
232			

Taulukko 8.7. Vantaan vie-
märiverkon putkiosuuksien
jako sedimentoitumis-
luokkiin

Johto-osuuden numero			
luokka 1	luokka 2	luokka 3	luokka 4
310	410	404	408
330	378	402	406
470	366	400	352
472	362	398	
454	346	396	
456	342	394	
458	340	392	
460	336	390	
462	332	388	
464	324	384	
450	320	382	
452	316	380	
446	308	374	
448	304	370	
442	466	368	
444		358	
434		356	
436		354	
438		350	
440		348	
426		326	
428		314	
430		312	
432			
424			
420			
422			
414			
416			
418			
474			
476			
478			

Taulukko 8.8. Helsingin viemäriverkon putkiosuuksien jako sedimentoitumisluokkiin

Johto-osuuden numero			
luokka 1	luokka 2	luokka 3	luokka 4
502	514	520	576
504	522	524	586
512	530	584	600
516	542	604	
518	548		
526	568		
528	572		
532	574		
534	590		
536			
538			
540			
544			
546			
550			
552			
554			
558			
560			
562			
564			
566			
570			
578			
580			
588			
592			
594			
596			
598			

kiintoainepitoisuutta, sovellettavan kriittisen hankausjännityksen arvoksi tulee $\tau = 4 \text{ N/m}^2$ (jätevedelle käytetään yleensä $\tau = 1,5 \text{ N/m}^2$). Kyseisellä johto-osuudella tätä vastaava itsepuhdistumiseen mahdollistava virtaama on $\sim 650 \text{ l/s}$. Vuonna 1975 kyseistä virtaamaa ei kuivana kautena ($\sim 6 \text{ kk}$) saavutettu kertaakaan edes huipputuntien aikana.

On ilmeistä, että puolen vuoden aikana ehtii tapahtua kiintoaineen iskostumista putken pohjalle, joten τ :n arvo 4 N/m^2 ei varmaankaan ole enää riittävä iskostuneen aineen irrottamiseksi.

On todennäköistä, että sedimentoitumisen seurauksena heikoimpien johto-osuuksien kapasiteetti on jatkuvasti laskenut.

Kapasiteetin laskua tukee myös seuraava havainto. Johdossa 576 mallin laskemalla sedimentoitumisnopeudella puolessa vuodessa ehtii laskeutua $\sim 3\ 200$ kg, joka tekee vasta $\sim 7,7$ kg/m. Kuitenkin Korson - Tikkurilan pääviemärin vuototutkimuksessa useista putkista on löytynyt 10...40 cm paksu sedimenttikerros, joka on koostunut lietteestä, hiekasta ja kivistä. Kriittisellä hankausjännityksellä $1,5\ \text{N/m}^2$ putkiin ei pitäisi muodostua kuivanakaan kautena kerrostumia, mikä ei tutkimusten mukaan pidä paikkaansa. Tämä puu huu selvästi iskostumisen puolesta, joten sedimentoitumisen merkitys kapasiteetin riittävyys suhteen on huomattava pienen kaltevuuden omaavilla johto-osuuksilla. Koska koko runkoviemäristä ei ollut havaintoja sedimentoitumisen vaikutuksista, johto-osuudet oli oletettava puhtaiksi, joten saadut tulokset ovat olemassa olevaa tilannetta edullisempia.

9. TASAUSJÄRJESTELYIDEN KANNATTAVUUTEEN VAIKUTTAVAT TEKIJÄT

9.1 Yleistä

Sen, mitä tasausjärjestelyitä kussakin tapauksessa on järkevintä käyttää, riippuu paikallisista oloista. Maanpinnan korkeuserot ja itse viemäriverkoston putkien kaltevuudet määräävät, voidaanko tasausallas rakentaa altaan pohjasta tyhjennettäväksi, jolloin myös pohjalle laskeutunut kiintoaine huuhtoutuu altaan tyhjentyessä, vai onko viemäriveresille järjestettävä tyhjennyspumppaus. Pumpausjärjestelyt lisäävät valvonnan ja huollon tarvetta ja nostavat kustannuksia.

Huonot maaperäolot voivat tehdä tasausaltaiden käytön kustannuksiltaan hyvin kalliiksi, koska rakenteet vaativat tukevan perustan (esim. paalutus).

Tunnelisysteemit saattavat olla edullisia tasausjärjestelyitä siellä, missä jäte- ja hulevesimäärät ovat todella suuria. Tällöin putkisysteemien käyttö johtaisi valtaviin putkikokoihin, jolloin niiden rakentaminen olisi jo rakennusteknisestikin hankalaa. Tunnelioiden rakentaminen on mahdollista siellä, missä peruskallio on kyllin lähellä maanpintaa ja kallion laatu soveltuu louhintaan.

Parhaan ylivuotojen vähentämiskäytännön löytämiseksi olisi tapaus tapaukselta selvitettävä mm. seuraavat tekijät:

- nykyisen järjestelmän hydrauliiikan selvitys,
- ylivuotovesien varastoimismahdollisuudet tasausaltaita, tunneleita tms. käyttämällä ja tästä saatava hyöty (ylivuotokuormituksen vähenemä),
- hulevesien viivyttämisen- ja vähentämismahdollisuudet maanpinnalla,
- virtaamien tasausmahdollisuudet itse verkostossa putkien sisäistä varastointikykyä tai virtaamatasaaajia käyttäen,
- ylivuotovesien käsittelymahdollisuudet,

- sekajärjestelmän ja erillisjärjestelmän väliset edut ja haitat,
- eri toimenpiteiden aiheuttamat kustannukset niistä saatuun hyötyyn verrattuna.

Nykyisin usein käytetty ratkaisu ylivuotokuormituksen vähentämisessä on ollut siirtyminen sekajärjestelmistä erillisjärjestelmiin. Viimeaikaiset tutkimukset ovat kuitenkin antaneet viitteitä siitä, että erillisjärjestelmään siirtyminen ei useinkaan ole taloudellisesti tarkoituksenmukainen kuormituksen vähentämiskeino /17/. Toisaalta siirtymiskustannukset muodostuvat aina kovin suuriksi.

9.2 Tasausjärjestelyt erillisjärjestelmässä

9.2.1 Jätevesiverkosto

Erillisjärjestelmän jätevesiverkostossa tasausjärjestelyillä tasataan säännöllisesti vuorokauden aikana toistuvat virtaamahuiput, jolloin verkoston läpäisyteho paranee ja toisaalta puhdistamon toimintavarmuus ja -teho kasvaa. Erityisesti keväällä lumensulamiskautena, jolloin vuotovedet saattavat kasvattaa viemäriveresimäärän moninkertaiseksi, tasausjärjestelyillä voidaan vähentää merkittävästi ylivuotojen määrää.

Jätevesiverkostossa hiekka ei aiheuta tavallisesti suuria ongelmia, sen sijaan rätit, trasselit ym. saattavat tukkia viemäriverkostossa olevia laitteita.

Varastoallastyypiset tasausaltaat soveltuvat hoidon vaativuuden takia käytettäväksi joko jätevesiverkostossa pumppaamoiden yhteydessä taikka puhdistamon yhteydessä (varastoaltaista ei saa tapahtua ylivuotoja). Mikäli kyseessä on jätevesivirtaaman tuntihuipun tasaus, ei viive altaassa saisi olla muutamaa tuntia pitempi. Jos viemärivereden laatu on runsaiden vuotovesien ansiosta hyvä, viive voi ehkä olla lähes vuorokauden mittainen. Viemärivereden anaerobisen tilan estämiseksi voidaan altaaseen järjestää lievä ilmastus,

jolloin viivettä saadaan pidennetyksi ja samalla estetyksi kiintoaineen laskeutuminen altaan pohjalle. Jos ilmastusta ei järjestetä tasausaltaan yhteydessä, viemäriveresi on esi-ilmastettava puhdistamalla ennen varsinaista puhdistusprosessia. Myös tunnelit ja virtaaman tasaajat soveltuvat jätevesien tasaukseen.

9.2.2 Hulevesiverkosto

Hulevesiverkoston ainoana mitoittavana tekijänä on sateen aiheuttama virtaamahuippu. Hulevesien mukana verkostoon joutuu suuria määriä kiintoainetta, mikä vähentää joskus huomattavastikin verkoston vedenjohtokykyä.

Tavallisesti hulevedet johdetaan mahdollisimman pian lähimpään purkukelpoiseen paikkaan (avo-oja, vesistö). Alueita laajennettaessa saattaa helposti olemassa olevan hulevesiverkoston kapasiteetti käydä riittämättömäksi. Tällöin voidaan tasausjärjestelyiden avulla välttyä verkoston uusimiselta.

Sopivia tasausvaihtoehtoja ovat mm. maanvaraiset tasausaltaat ja varastoaltaat, jotka voidaan sijoittaa keskelle verkostoa, sekä selkeytysallas purkuvesistön läheisyydessä, mikäli huleveden laadua halutaan parantaa. Tällöin altaan pohjalle laskeutuva kiintoaine on mahdollista johtaa puhdistamolle. Hulevesille tarkoitettujen tunnelisysteemien käyttö tullee kyseeseen vain silloin, kun tunnelin rakentamis- ja käyttökustannukset muodostuvat halvemmiksi kuin vastaavan putkisysteemin kustannukset. Näin saattaa käydä erittäin suurilla alueilla, joissa joudutaan johtamaan valtavia hulevesimääriä.

9.3 Tasausjärjestelyt sekajärjestelmässä

Sekaviemäriverkostossa hulevesien osuus koko viemäriveresimäärästä on muutaman prosentin luokkaa. Täten verkostossa on tavallisesti runsaasti ylimääräistä kapasiteettia. Ongelmana on saada sateen aikana viivytetyksi hulevesiä joko maanpinnalla tai itse verkos-

tossa niin kauan, että verkosto ja puhdistamo ovat valmiina vastaanottamaan tämän veden.

Sekajärjestelmään joutuu hulevesien mukana runsaasti hiekkaa ym. kiintoainetta ja jätevesien mukana jätevesille ominaisia kiintoaineita. Tästä huolimatta sekajärjestelmissä soveltuvat käytettäväksi tasausaltaat, virtaaman tasaajat ja tunnelisysteemit. Tasausallastyypeistä voidaan soveltaa varastoallasta keskellä verkostoa ja ylivuotoallasta purkuvesistön tai puhdistamon läheisyydessä. Virtaamantasaajien käyttö on halpa vaihtoehto, jos putkien sisäinen varastointikyky on riittävä huippuvirtaaman tasaukseen. Tunnelisysteemejä on käytetty lähinnä suurilla sekaviemäröidyillä alueilla.

Runkoviemärit voivat sijaita joen varrella ja vieläpä vedenpinnan tason alapuolella. Tällöin tasausjärjestelyt muodostuvat vaikeasti toteutettaviksi, jos sekajärjestelmässä on lisäksi useita ylivuotopisteitä. Mielekkään ratkaisun voi tällöin muodostaa pyörreerottimen käyttö.

9.4 Esimerkkejä tasausjärjestelytoteutuksista

Ruotsissa Malmössä käytetään yksinomaan putkipaketteja viemäriveriesien tasaukseen. Kaupungin alueesta noin 60 % on erillisviemäröityä ja loput sekaviemäröityä. Koska Malmön maaperä on etupäässä savea ja noin 5 metrin syvyydeltä kalkkikiveä, ei alueelle voitaisi tunneleita edes ajatella (ks. liite 1).

Ruotsissa Göteborgissa viemäriverkosto rakennetaan tunnelisysteeminä. Kun puhdistamon tulovirtaama on suurempi kuin puhdistamon kapasiteetti, varastoidaan kapasiteetin ylittävä osa tunneleihin (ks. liite 1). Myös Tukholmassa rakennetaan vastaavanlaista tunnelisysteemiä.

Saksassa Hampurissa on rakennettu esikaupunkialueille maanvaraisia kattamattomia sadevesien viivytysaltaita yhteensä 53 kappaletta.

ta. Viivytysaltaita käyttämällä ei olemassa olevaa sadevesiverkostoa ole tarvinnut laajentaa (ks. liite 1).

9.5 Kustannukset

9.5.1 Katetut betonialtaat

Katettujen betonialtaiden kustannukset ovat Ruotsissa 200...300 Rkr/m³ (1970); paalutus lisää kustannuksia 200 Rkr/m³ (1970). Hehtaaria kohti rakennuskustannukset vaihtelevat 5 000...20 000 Rkr/ha (1970). Kustannuksissa ei ole otettu huomioon tarvittavien laitteiden, pumppujen, venttiilien yms. hintoja eikä asennuskustannuksia.

Suomessa tehdyssä tutkimuksessa /17/ saatiin betonisen ylivuototyyppisen tasausaltaan kustannuksiksi noin 1 300 mk/m³ (1975). Suunniteltu allas sijaitsee keskustatyyppisellä, hyvin vaikeasti rakennettavalla alueella. Edellä mainittuihin kustannuksiin sisältyy teräsbetonipaalutus (kustannukset 200 mk/m³) ja muita erikoisolojen vaatimia toimia, kuten teräsponttiseinät ja niiden tuenta (kustannukset 400 mk/m³) sekä vaadittava koneistus (kustannukset 100 mk/m³). Normaaaleissa oloissa tasausaltaan kustannukset olisivat ilman pumppujen, venttiileiden ym. tarvittavien laitteiden kustannuksia 600 mk/m³ (1975).

Tasausaltaiden rakentamiskustannukset eivät poikkea merkittävästi jäteveden puhdistamojen etuselkeytysaltaiden kustannuksista, mikäli tasausaltaisiin ei sijoiteta pumppaamoja tms. erityislaitteita.

9.5.2 Tunnelit

Tunnelien rakentamiskustannukset ovat Ruotsissa suurilla poikkileikkausaloilla 80 Rkr/m³ (1970) ja esim. 4 m² poikkileikkausalalla 300 Rkr/m³ (1970). Taulukossa 9.1 on esitetty 100 ha:n suuruisen alueen vaatiman tunnelivarastosysteemin kustannukset eri lähtöarvoilla (1970). Kallioon louhitun altaan kustannukset ovat

Suomessa $150...300 \text{ mk/m}^3$ vuoden 1975 hintatasolla. Helsingissä maksaa minimitunnelin (6 m^2) louhinta $2\,000 \text{ mk/m}$ (1976).

Taulukko 9.1. 100 ha:n suuruisen alueen vaatiman tunnelisysteemin rakentamiskustannukset Ruotsissa vuonna 1970 /30/

Sateen toistuvuus	Asukas- tiheys h/ha	Valuma- kerroin	Viive min	Rakentamis- kustannukset Rkr/ha
kerran vuodessa sattuva sade	50	0,35	5	2 600
"	50	0,35	20	5 500
"	200	0,6	5	4 300
"	200	0,6	20	8 600
kaksi kertaa vuo- dessa sattuva sade	50	0,35	5	3 300
"	50	0,35	20	7 300
"	200	0,6	5	5 500
"	200	0,6	20	11 200

9.5.3 Muut tasausjärjestelyt

Ruotsissa on arvioitu putkipakettien kustannuksia. $\varnothing 1600 \text{ mm:n}$ betoniputkillla, jotka asennetaan $2,5 \text{ m:n}$ syvyyteen ilman paalutusta, ovat kustannukset $800...1\,000 \text{ Rkr/m}$ (1970) riippuen putkipaketin koosta. Hehtaaria kohti ovat kustannukset $8\,000...25\,000 \text{ Rkr}$, jos käytetään kerran vuodessa toistuvaa mitoitusadetta. Malmössä ovat putkipakettien rakentamiskustannukset $300...500 \text{ Rkr/m}^3$ ($5\,000...20\,000 \text{ Rkr/ha}$) (1970) asutustiheydestä, valumakertoimista ja viiveistä riippuen.

Virtaaman tasaajien sijoittaminen verkostoon vaatii seuraavat toimet:

- tarkastuskaivo molempiin päihin 2 000 mk/kpl
- maankaivu 5 000 mk
- 4 m putkea 1 500 mk
- virtaaman tasaaja 1 500 mk

Yhteiskustannuksiksi saadaan noin 10 000 mk/tasaaja.

Taulukkoon 9.2 on koottu eräiden Yhdysvalloissa (1974) ja Suomessa (1976) suunniteltujen hankkeiden kustannuksia sekä verrattu niitä vaihtoehtoiseen ratkaisuun /31, 17/. Taulukon arvoja tulkittaessa on otettava huomioon, että USA:n kaupungit ovat kooltaan hyvin suuria ja että sateet voivat olla paljon rankempia kuin Suomessa.

Taulukko 9.2. Sekajärjestelmästä erillisjärjestelmään siirtymisen ja tälle vaihtoehtoisen systeemin kustannuksia Yhdysvalloissa 1974 ja Suomessa 1976 /31,17/.

	Sekajärjestelmän muuttaminen erillisjärjestelmäksi. Kustannukset (1 000 000 \$)	Vaihtoehtoinen ratkaisu	
		Kustannukset (1 000 000 \$)	Kuvaus
Boston, Mass.	997,3	779,7	Varastotunneli-systeemi
Chigago	6 772,3	1 322,4	Varastotunnelit
Detroit, Mich.	2 859,2	2,9	Kauko-ohjattu seka-järjestelmä
Seattle, Wash.	15,5	8,2	Tietokoneohjattu varastoituminen viemärijärjestelmässä
Washington D.C.	677,8	353,3	Varastotunnelit
Turku	140,0 mmk	94,3 mmk	Varastoaltaat, pyörre-erotin

9.6 Tasausjärjestelyiden kannattavuus mallikohteessa

9.6.1 Järvenpään — Savion putkitunneliyhteys

Tässä kohdassa lähtökohtana on pidetty ratkaisun soveltuvuutta ja käyttömahdollisuuksia mallikohteessa eikä kustannuksia.

Ilman Ali-Keravan — Savion tunneliosuutta, jota käytetään varastoaltaana, ei olisi mahdollista johtaa Järvenpään jätevesiä kokonaisuudessaan runkoviemäriin ainakaan lumen sulamiskautena, mikäli vuotovesien määrää ei vähennetä. Tunnelivaraston tilavuus syntyy tavallaan "sivutuotteena", eikä se siten nosta tältä osin kustannuksia. Tasausjärjestelyt ovat siis välttämättömiä Järvenpään jätevesien johtamisessa. Keravalta Savion kautta tulevien jätevesien johto voidaan järjestää siten, että Savion kautta ja jätevesitunnelista yhteensä tuleva virtaama ei ylitä alapuolisen runkoviemärin osan kapasiteettia. Tämä voidaan toteuttaa pumpausjärjestelyin.

Mikäli Järvenpään — Savion runkoviemäriissä myös väli Ali-Kerava — Savio rakennettaisiin \varnothing 1000 mm:n johtoyhteytenä, tulvisi kevään huippuvirtaaman aikana verkosto nykyisen runkoviemärin liittymiskohdassa, koska varsinaista jäteveden varastoitumista ei tapahtuisi.

Vuoden 1980 jälkeen Ali-Keravan — Savion jätevesitunnelista ei huippuvuorokauden aikana ehditä pumpata kaikkea jätevettä pois, koska alapuolisen verkoston kapasiteetti on riittämätön Keravan ja Järvenpään jätevesien edelleen johtamiseksi.

9.6.2 Vantaan runkoviemäri

Vuonna 1981 runkoviemärin kapasiteetti Vantaalla putkessa 408 käy riittämättömäksi kevään huippuvirtaamalla. Koska vuonna 1985 putki 408 tulvii yli koko vuorokauden, ei tasaustoimillakaan kyetä johtamaan jätevesiä putken 408 läpi. Sen sijaan rinnakkaisputken avulla tulva saadaan poistetuksi.

Vuoden 1985 tilanteessa Vantaalla runkoviemäri tulvii putkissa 352, 358 ja 408. Jos putkelle 352 pantaisiin rinnakkaisyhteys, se kasvattaisi tulvia vastaavasti putkessa 358. Samoin putkelle 358 asetettava rinnakkaisputki aiheuttaisi edelleen tulvia putkessa 362. Samalla tavoin tulvisivat edelleen putket 366, 368,

380 ja 406. Putkessa 408 kasvaisivat tulvat sillä vesimäärällä, joka yläpuolisessa verkostonosassa johdettaisiin rinnakkaisputkissa. Rinnakkaisputkia ei siis voida käyttää putkien 352 ja 358 tulvien poistoon, vaan ainoa mahdollisuus olisi tasausaltaan käyttö, joka tosin sekään ei tuo varsinaista ratkaisua kapasiteetin riittämättömyyteen.

Jos Vantaalle jouduttaisiin rakentamaan rinnakkaisputket johtosuuksien koko pituudelle (2 810 m), kustannukset olisivat n. 4,4 mmk. Vastaavasti tasausallas maksaisi 2,4 mmk ilman koneistusta.

9.6.3 Helsingin runkoviemäri

Helsingin runkoviemärissä tapahtuu tulvia kevään huippuvirtaaman aikana Hyrylän liittymisen jälkeen johdoissa 514 ja 520. Koska johtojen 514 ja 520 kapasiteetti ei riitä vuonna 1980 tasaustoilmillakaan, on ainoa järkevä vaihtoehto rakentaa putkille 514 ja 520 rinnakkaisyhteys. Muilta osin runkoviemärin kapasiteetti on riittävä vielä vuonna 1985.

Johto-osuuksien koko matkalle rakennettavat rinnakkaisyhteydet (1 150 m) maksaisivat noin 2,0 mmk. Tasausallas (13 000 m³) maksaisi 7,8 mmk ilman koneistusta.

10. NÄKEMYKSIÄ SIMULOINTIMALLIN SOVELTUVUUDESTA

10.1 Mallin vesihuoltotekninen soveltuvuus

Simulointimallin SIMU avulla tutkittiin n. 25 km pitkän runkoviemärin kapasiteetin riittävyyttä ja viemärivereden laatua. Tietokoneen avulla voidaan arvioida viipymien aiheuttamaa virtaamien ja viemärivereden laadun tasaantumista, mikä ei käsin laskettaessa ole käytännössä mahdollista.

Koska SIMU perustuu amerikkalaiseen SWMM (Storm Water Management Model)-malliin, sen käyttökohteeksi on oletettu amerikkalaiset olot. SIMU-versiossa parametrit on muutettu Suomen oloja paremmin vastaaviksi, mutta niin kauan kuin ei voida lähtömateriaalin riittämättömyyden vuoksi osoittaa sen kuvaavan hyvin Suomen oloja, mallia ei tulisi käyttää ilman kalibrointia.

Uutta verkostoa suunniteltaessa kalibrointi ei tietenkään ole mahdollista. Tällöin tulee laadun laskennassa saatuihin arvoihin (etenkin kiintoainemäärään) suhtautua kriittisesti, sillä USA:ssa on eräissä SWMM-mallin käyttöönottoprojekteissa lähinnä kiintoaineen laskennassa saatu epätarkkoja tuloksia. Yhtenä syynä tähän on epäilty laskennan vääriä lähtökohtia huuhtoutumisilmiöitä kuvattaessa, joten kyseisen kriittisen hankausjännityksen käyttöönotto saattaa osoittautua aiheelliseksi.

Pitkissä runkoviemäreissä tietyin välein suoritettavat virtaama- ja laatumittaukset tekevät mahdolliseksi sen, että kussakin pisteessä saadaan kalibroiduksi siihenastinen yhteisvirtaama. Tällöin kalibroinnin yhteydessä samalla selviää, miten paljon ja millaista viemäriverettä kahden mittauspisteen välillä viemäriin on tullut.

Yleisesti ottaen mallin hydrauliiikan laskenta on hyvä. Mitä runsaammin virtaamiin vaikuttavia tekijöitä (pitkiä viemäriosuuksia, pumppaamoja, tasausaltaita) on, sitä tärkeämmäksi tulee mallin

käyttö tarkkojen virtaamatietojen laskemiseksi, jotta välttyttäisiin tarpeettomilta investoinneilta. Toisaalta kovin yksiselitteisissä tapauksissa mallin käyttö ei sen työläyden takia ole aina järkevää.

Mallin tehokas soveltaminen edellyttää aina tarkkoja lähtötietoja. Putkien kunto (tukkeutumisaste) olisi hyvä kartoittaa, jottei kapasiteetti tulisi yliarvioiduksi. Yhden tai useamman pumpun todellinen yhteinen tuotto tulisi selvittää kenttäkokein.

Biokemiallisen hapenkulutuksen ja kiintoaineen laskennasta saatava hyöty riippuu kalibrointiaineiston tilastollisesta luotettavuudesta. Jos kalibrointia ei suoriteta, tuloksia on pidettävä lähinnä ohjeellisina. Kalibrointi on melko selväpiirteinen joskin työläs tehtävä jätevesiverkoston suhteen, jos kuivan kauden ja sulamiskauden jäteveden laadusta on edustavat lähtötiedot. Sekaviemäri- ja hulevesiverkoston luotettava kalibrointi edellyttää tarkkoja määrä- ja laatuhavaintoja sateista ja niiden mahdollisesti aiheuttamista ylivuodoista. Tällaisen materiaalin keruu on ymmärrettävästi vaikeaa, eikä hetkellisistä virtaaman ja laadun vaihteluista aina saada tarkkoja mittaustuloksia. Näin ollen kalibroinnissa vain harvoin päästään samalle tasolle kuin jätevesiviemäriöinnin yhteydessä, mutta riittävän monia sateita kalibroimalla saavutetaan kuitenkin luotettava lähtökohta jatkosuunnittelulle.

10.2 Kokemuksia mallin käytöstä

Runkoviemärin kaltaisen järjestelmän koodaaminen ja kalibrointi on erittäin työlästä. Runkoviemäri vaati noin 4 500 lähtötietoa ja esim. vuotta 1985 vastaavan ajon kokonaisajoaika oli 12,5 min ja hinta 320 mk. Sekä lähtötietojen hankintaan ja koodaukseen että mallin kalibrointiin kului noin kaksi kertaa niin paljon aikaa kuin varsinaisten tuotantoajojen suorittamiseen ja analysointiin.

Viemärielementtien maksimimäärä on 160, mikä ei riitä runkoviemärin kuvaamiseen. Tämän vuoksi runkoviemäri jaettiin kuuteen osa-

alueeseen (Järvenpää, Kerava, Hyrylä, Vantaa ja Helsinki kahdessa osassa), joista aina yläpuolisen alueen lopputuloksia käytettiin alapuolisen alueen lähtötietoina. Tämä on mahdollista, kun käytetään tiedostoja apuna.

SIMU-malliin liittyy vielä piirteitä, joista voi päätellä alkupe-
räisen version kehitetyn tiettyjä tarkoituksia varten. Niinpä
esim. tasausaltaan yhteyteen asennetun pumpun teho kasvoi usein
kaksinkertaiseksi virtaamasta ja annetusta säätöarvoista riip-
puen. Kuvatun kaltainen piirre on haitallinen veden varastoitui-
mista tutkittaessa, vaikka se muissa sovellutuksissa saattaa olla
hyväkin. Haitta voidaan poistaa säätöarvoja muuttamalla tai aset-
tamalla tasausaltaasta lähtevän johdon kapasiteetti yhtä suureksi
kuin yksinkertainen pumppausteho.

SIMU-malli on jatkuvan kehitystyön alaisena. Käytettävissä ollees-
sa versiossa esiintyi aika ajoin pieniä epätarkkuuksia, jotka ei-
vät vaikuttaneet tuloksiin, mutta jotka osoittivat mallissa vielä
olevan pieniä puutteita.

11. JOHTOPÄÄTÖKSET

11.1 Yleistä

11.1.1 Simulointimallin käyttö

Simulointimalli osoittautui luotettavaksi työvälineeksi pitkien viemäreiden tutkimisessa sekä eri pumppaus- ja tasausvaihtoehtojen vertailemisessa. Järjestelmää kuvaavan mallin saattaminen ensimmäisen kerran ajokuntoon on työlästä, mutta tämän jälkeen lukuistenkin vaihtoehtojen tutkiminen on sekä nopeaa että halpaa.

Tutkittavan kohteen koko ei aseta mallin käytölle mitään rajoituksia.

Mallin kalibrointi on selvästi eniten aikaa vaativa suunnitteluvaihe. Saavutettavien tulosten hyvyys riippuu ratkaisevasti tämän vaiheen onnistumisesta.

11.1.2 Tasausjärjestelmät

Virtaamien tasauksen käyttökelpoisuus on aina tapauskohtaista. Mikäli verkoston sisäinen kapasiteetti riittää, putkeen asennettavat virtaamantasaajat ovat kustannuksiltaan edullisimmat. Jos tämä vaihtoehto on suljettu pois, tasauksen mielekkyys riippuu siitä, päästäänkö rinnakkaisputkia rakentamalla ja puhdistamon toiminta huomioon ottamalla tasausrakenteita edullisempaan vaihtoehtoon. Jos päädytään virtaamien tasaukseen, tasausaltaiden ja viemäritunneleiden keskinäinen edullisuus on tapauskohtaista.

Seka- ja hulevesijärjestelmissä virtaamien tasaus on suotavaa hetkellisten virtaamahuippujen aiheuttamien haittojen vähentämiseksi. Jos ylivuotoja ei voida kohtuullisin kustannuksin välttää, ylivuotoaltailla voidaan kuitenkin vähentää purkuvesistön kuormitusta, koska ylivuotanut vesi on selkeytettyä.

Jätevesivirtaamien huippujen tasaus parantaa puhdistamon toimintaa. Tasaus tulisi tehdä vuorokauden sisällä, jotta riski jäteveden anaerobiseen tilaan joutumisesta olisi mahdollisimman pieni. Jos virtaamahuiput johtuvat vuotovesistä, pitemmät viiveet lienevät mahdollisia, sillä laimentuneen jäteveden happitilanne on usein hyvä. Yleensä ottaen tasausaltaan rakentaminen jätevesiverkostoon on vaativa tehtävä käyttöön liittyvien riskien takia. Hulevesi- ja sekajärjestelmissä tilanne on toinen.

Virtaamien tasaus tulee taloudellisesti erityisen edulliseksi, jos sen avulla voidaan välttää tai huomattavasti siirtää sekajärjestelmästä erillisjärjestelmään siirtymistä. Vaikka viemäriverkoston kapasiteetti olisikin riittävä, juuri ennen puhdistamoa olevalla tasausaltaalla on suuri vaikutus puhdistamolla tapahtuvien ylivuotojen määrään ja itse puhdistamon toimintaan.

11.1.3 Vuotovesien merkitys

Vuotovesillä on vaikutusta kapasiteetin riittävyyteen vain jätevesiviemäreissä. Seka- ja hulevesiviemäreissä sade on mitoittava tekijä.

Lumen sulamisaikana vuotovesien määrä nousee jyrkästi ja puhdistamolle tullut viemäriveresimäärä saattaa kaksinkertaistua vuorokaudessa. Puhdistamon puhdistusprosessi ei ehdi lyhyessä ajassa mukautua suuriin muutoksiin virtaamien määrissä ja viemärivereden laadussa, minkä johdosta puhdistusteho laskee.

Erillisjärjestelmää suunniteltaessa vuotovesien määräksi oletetaan yleensä 100 % jätevesimäärästä. Käytännössä vuotovesien osuus on usein paljon suurempi, minkä vuoksi viemäriverkoston kapasiteetti voi olla riittämätön pitkiäkin aikoja.

Runkoviemärin kapasiteetin lisäämiseksi tehokkainta olisi pyrkiä vähentämään vuotovesien määrää. Jos tässä onnistutaan, virtaamahuippujen tasaus alkaa myös muodostua mielekkääksi.

11.1.4 Sedimentoituminen

Viemärin toiminnan kannalta ratkaisevaa ei itse asiassa ole sedimentoituminen vaan laskeutuneen sedimentin huuhtoutuminen. Jos sedimentin huuhtovan virtaaman kesto ei ole riittävä, viemärin pohjalle alkaa kertyä kerrostumia, jotka vuosien mittaan voivat vaikuttaa romahdusmaisesti viemärin kapasiteettiin.

Jätevesiviemäreissä, joissa vuotovesien osuus on suurimmillaan joitakin satoja prosentteja jätevesimäärästä, lienee usein niin merkittäviä vuotokohtia, ettei oletettua suuremman kiintoainemäärän joutumista viemäriin voida estää. Jos tällainen jätevesiviemäri on mitoitettu jätevesiviemärin minimikaltevuudelle, sen pohjalle alkaa kertyä sedimenttejä, sillä sedimentin määrä ja laatu edellyttäisi seka- ja hulevesiviemäreiden minimikaltevuuden käyttöä itsepuhdistumisen onnistumiseksi.

Sedimentoitumisen vaikutusten arvioimisessa käytetty kriittisen hankausjännityksen teoria on tämän tutkimuksen pohjalta otettu mukaan uusiin suunnitteluohjeisiin.

11.2 Mallikohde

11.2.1 Runkoviemärin kapasiteetin riittävyys

Kapasiteettitarkastelun lähtökohdaksi valittu vuotovesiosuus on 1974 ylitetty viitenä ja 1976 kolmena peräkkäisenä päivänä.

Ennusteiden mukaisella kehityksellä ensimmäiset merkit runkoviemärin kapasiteetin käymisestä osittain riittämättömäksi saadaan Hyrylän liittymisen jälkeen 1976. Keravan jätevesiä ei tällöin vielä tasata lainkaan, minkä vuoksi Helsingissä alkaa esiintyä hieman ennen Siltamäen pumppaamon liittymiskohtaa sijaitsevilla 620 m pitkällä viemäriosuudella (johto 520) ja 530 m pitkällä viemäriosuudella (johto 514) tulvimista. Tulvan suuruus olisi 1978 pahimpana sulamisaikana n. $1\,900\text{ m}^3/\text{vrk}$ (kesto 4,5 tuntia).

Järvenpään liittyttyä 1979 runkoviemärin vaikutuspiiriin, runkoviemärin kapasiteetti käy riittämättömäksi, vaikka Keravan ja Järvenpään jätevedet viemäritunnelin käyttöönoton jälkeen tulevatkin tasattuina runkoviemäriin. Ennusteiden mukaan v. 1980 huippuvirtaamien aikana tulvisivat silloin johdot 514 ja 520. Tulvinut määrä olisi suuruudeltaan $8\,300\text{ m}^3/\text{vrk}$ (kesto lähes 10 tuntia), mutta tästä määrästä ei $3\,100\text{ m}^3$:ä voitaisi tasata vuorokauden sisällä.

Vuoden 1985 ennustetussa tilanteessa tulvivien johto-osuuksien pituus on $1\,840\text{ m}$. Vantaalla kapasiteetti ei riitä johdoissa 352, 358 ja 408. Jos näille rakennettaisiin rinnakkaisyhteydet, tulvia ei kuitenkaan saataisi poistetuksi, koska tulvia esiintyisi nyt viidellä muulla johto-osuudella. Tämä johtuu siitä, että kolme tulvinutta johtoa leikkaa osan virtaamasta ylivuotoon, joten niiden alapuolisten johtojen kapasiteetti tulee tarkistetuksi vain ylivuodon määrällä pienentyneillä virtaamilla. Jos kolmelle tulvineelle johdolle rakennetaan rinnakkaisyhteydet, virtaaman kasvuvu aiheuttaa uusia tulvimisia. Mainittujen lisäksi rinnakkaisyhteydet tulisi rakentaa myös johto-osuuksille 362, 366, 368, 380 ja 406, jotta tulvia ei esiintyisi. Täten uusia rinnakkaisyhteyksiä tarvittaisiin koko runkoviemäriin yhteensä $3\,960\text{ m}$. Helsingissä tulvii siis edelleen johdot 514 ja 520. Tulvan suuruudeksi muodostuisi koko runkoviemärissä yhteensä yli $21\,000\text{ m}^3/\text{vrk}$. Ylivuotaneen veden keskimääräistä laatua kuvaavat arvot $\text{BHT}_7 = 70\text{ mg/l}$ ja $\text{SS} = 170\text{ mg/l}$.

Jos johdon 514 eteen rakennetaan tasausallas, tasausta ei enää vuoden 1979 jälkeen voida suorittaa vuorokauden sisällä. Runkoviemärin tehokkuuden kannalta ratkaisevaksi ei näin ollen muodostukaan nykyisen kapasiteetin tehokkaampi hyväksikäyttö, vaan sen lisääminen. Tosin rinnakkaisyhteyden rakentaminen johdoille 514 ja 520 ($1\,150\text{ m}$) ei riitä kuin vuoteen 1980 asti, sillä v. 1981 alkaa jo esiintyä tulvimista yläpuolisessa Vantaan verkostossa. Rinnakkaisputki on tasausallasta tehokkaampi ja halvempi ratkaisu.

11.2.2 Tasausjärjestelmät

Koska simulointimallin nykyisellä versiolla ei voida ottaa verkostoon asennettavia virtaamantasaajia huomioon, näitä ei ole käsitelty mallikohteessa.

Keravan ja Järvenpään jätevesien tasaus suoritetaan rakennettavan viemäritunnelin avulla. Ratkaisu on huomattavan halpa siihen vaihtoehtoon verrattuna, että rakennettaisiin viemäriputkia ja tasausallas. Tunnelin rakennuskustannusten huokeus mahdollistaa pitkän tunneliosuuden rakentamisen, joten kapasiteettiongelmia ei muodostu.

Runkoviemärin kapasiteetti loppuu ensimmäisenä Helsingissä johdoissa 514 ja 520. Jos rakennetaan tasausallas ennen johtoa 514, runkoviemärin kapasiteetti riittää vuoden 1976 asemesta vuoteen 1979. Tämän jälkeen kyse ei ole enää tasauksesta, vaan kapasiteetin lisäämisestä. Näin ollen tasausaltaalla voidaan siirtää ajankohtaa, jolloin kapasiteetti ei enää riitä. Tätä ei kuitenkaan voida pitää taloudellisesti edullisena, koska investointien kuoletusaika jää muutamaan vuoteen.

Tasausjärjestelmillä ei siis saavuteta mallikohteessa merkittävää hyötyä, koska suurin ongelma on kapasiteetin riittämättömyys. Rinnakkaisputken rakentaminen johdoille 514 ja 520 tuntuu mielekkäältä ratkaisulta. Tämän jälkeen kapasiteetti käy riittämättömäksi jo useasta kohdasta, joten jatkuva uusien rinnakkaisjohtojen rakentaminen tulisi välttämättömäksi. Näin ollen muunlaiset ratkaisut ovat tarpeen.

11.2.3 Vuotovesien merkitys

Jätevesiviemäreiden mitoituksessa vuotovesimääräksi oletetaan yleensä 100 % jätevesimäärästä. Runkoviemärin vaikutusalueella saatiin tähän verrattuna moninkertaisia vuotovesimääriä. Vaikka vuotovesiä oli vähiten runkoviemärin Helsingin puoleisessa osas-

sa, silti Viikissäkin voitiin keväällä 1976 mitata runsaan kolmen viikon jakso, jolloin vuotovesien määrä oli yli 150 % jätevesimäärästä. Kolmen viikon aikana kuutena peräkkäisenä päivänä tämä vuorokautinen virtaama ylitti 190 % jätevesivirtaamasta, ja suurimmat virtaamat sisältäneen kolmen päivän jakson aikana vuotovesiosuus oli 250 % jätevesivirtaamasta. Jos kevään 1976 kuivauksen kauden virtaamien avulla arvioidaan vuoden 1974 vuotovesimääriä, niin niiden osuudeksi jätevesimäärästä saadaan yli 150 % kahdena viikkona, yli 200 % yhdeksänä peräkkäisenä päivänä ja yli 250 % viitenä päivänä peräkkäin. Runkoviemärin kapasiteetin riittävyyttä ei näin ollen rajoita niinkään jätevesimäärien kasvu tai vaihtelut kuin runsaat vuotovedet.

11.2.4 Sedimentoituminen

Nykyisen runkoviemärin eniten sedimenttejä keräävät johto-osuudet eivät ole jatkuvasti itsestäänpuhdistuvia. Runsaiden vuotokohtien takia näihin tulee soveltaa seka- ja hulevesiviemäreille sopivaa kriittistä hankausjännitystä, joka lienee $\tau = 4 \text{ N/m}^2$. Pienimmän kaltevuuden omaavissa johto-osuuksissa ei tämän arvon tuottavaa virtaamaa saavuteta kuivana kautena (4...6 kk) kertaakaan edes huippuvirtaamien aikana 10 %:n kestosta puhumattakaan. Tämänvuoksi pohjalle iskostuu kerrostumia, jotka vuosien mittaan pienentävät merkittävästi tällaisten johto-osuuksien vedenjohtokykyä.

Korson - Tikkurilan pääviemärin vuototutkimus tukee saatua tulosta. Koska riittäviä tietoja ei ole ollut koko runkoviemäristä, viemäriosuuksien pohjasedimenttien kapasiteettia pienentävää vaikutusta ei ole otettu tässä tutkimuksessa huomioon. On kuitenkin ilmeistä, että runkoviemärin kapasiteetti on todellisuudessa selvästi huonompi kuin laskennoissa on oletettu, joten laskelmien tulosta on pidettävä toiveikkaana.

11.2.5 Lähtötiedot

Tutkimuksen onnistumisen kannalta ensiarvoisen tärkeä luotettava

kalibrointi edellyttää edustavaa lähtötietoaineistoa kalibroinnin lähtökohdaksi. Kalibroinnin oli tarkoitus perustua kahteen kahden vuorokauden näytesarjaan neljästä pisteestä, jolloin näytteiden oton väli olisi ollut yksi tunti. Käytännössä osoittautui mahdolliseksi suorittaa näytteenotto vain yhtenä vuorokautena kahden tunnin välein ja virtaamamittaus puolen tunnin välein.

Näytesarja ja virtaamamittaukset suoritettiin hydraulisesti merkittävänä vuotoajankohtana. Kalibroinnin pohjaksi jäänyt näytesarja (4 x 12 näytettä) ei ole tilastollisesti luotettava näytteiden vähyden vuoksi. Sitä voidaan kuitenkin pitää siinä mielessä edustavana, ettei kolmessa pisteessä neljästä esiintynyt mitään aiemmin otetuista kerta-äytteistä poikkeavaa.

Näytesarjan ainutkertaisuuden heikkous tuli kuitenkin selvästi esiin Pukinmäen poikkeavien tulosten perusteella, koska näitä arvoja ei voitu verrata mihinkään, vaan ne oli kokonaan hylättävä.

Jäteveden mahdollista anaerobiseen tilaan joutumista ei rahoitusresursseista johtuen voitu sisällyttää tähän tutkimukseen. Tutkiminen olisi edellyttänyt kuivan kauden näytteenottoa.

12. SUOSITUKSET JA JATKOTOIMIEHDOTUKSET

12.1 Yleiset suositukset

Pitkiä hydraulikaltaan monimutkaisia runkoviemäreitä suunniteltaessa ja olemassa olevia järjestelmiä tutkittaessa suositellaan käytettäväksi viemäriverkoston simulointimallia, jolla voidaan ottaa huomioon viiveet, varastoituminen, erilaiset virtaamien taseusmahdollisuudet, ylivuotovesimäärät, sedimentin huuhtoutuminen sekä viemärivereden laatu.

Käytetty simulointimalli soveltuu hyvin laajaan käyttöön, koska sen hydraulikan laskenta paineettoman virtauksen ollessa kyseessä on tarkka. Laatutietojen tarkkuus riippuu saatavilla olevasta kalibrointiaineistosta. Mallin yhtenä etuna voidaan pitää sitä, että se "pakottaa" selvittämään kaikki lähtötiedot tarkasti.

Tutkimuksessa tuli erittäin merkittävästi ilmi vuotovesien osuus jätevesiviemäreiden kapasiteettia rajoittavana tekijänä. Uusia jätevesiviemärilinjoja suunniteltaessa suositellaan selvitettäväksi kaikki mahdolliset vuotovesiä aiheuttavat tekijät. Rakentamisvaiheessa pyritään hyviä ratkaisuja, materiaaleja ja työmenetelmiä käyttäen saamaan aikaan mahdollisimman tiivis viemärilinjajakokonaisuus, joka säilyttää tiiviytensä myös viemärilinjan käyttöiän aikana.

Vuotovesien merkityksen selvittämiseksi pitkät tilastot puhtaan veden kulutuksesta ja mitatuista viemäriveresimäristä helpottavat vuotojen merkittävyyden arviointia (laatutietojen lisäksi). Virtaamamittausten tarkkuuteen tulisi kiinnittää erityistä huomiota.

Kallioperäoloista riippuen suositellaan pitkät runkoviemärit rakennettavaksi kalliotunneleina, jos putkivaihtoehto ei ole huomattavasti edullisempi. Kalliotunnelin etuna on suuri varastotilavuus ja kapasiteetin riittävyys hyvin pitkälle tulevaisuuteen. Tunnelleilla saadaan aikaan halvin ja helpoimmin toteutettavissa

oleva virtaamien tasaushdollisuus.

Jos olemassa olevissa jätvesiviemärijärjestelmissä suunnitellaan tasaustoimia, niin viemäristön sisäisen varastotilan riittäessä suositellaan ensimmäisenä tasausvaihtoehtona selvitettäväksi viemäriin asennettavan virtaamantasaajan käyttökelpoisuus. Toisena vaihtoehtona suositellaan tutkittavaksi tasausaltaan sijoittamista pumppaamon yhteyteen.

Tiedot maankäytöstä, maaperästä ja pohjaveden pinnan tasosta helpottavat käyttökelpoisten ratkaisujen kartoittamista.

Viemäreiden mitoituksessa suositellaan normaalin mitoitusvirtaaman (ohjevuoden huipputuntivirtaama) lisäksi käytettäväksi virtaamaa (= minimivuorokauden 10 %:n keston omaava suurin virtaama), jolla tarkistetaan viemärin pohjalle laskeutuneen sedimentin huuhtoutuminen.

Viemärijärjestelmien analysointi simulointimallilla edellyttää perusteellista lähtötietoaineistoa. Lähtötietojen hankinta pitäisi aloittaa riittävän aikaisin ennen mallin kalibrointia. Kaikille jätvedenpumppaamoille suositellaan järjestettäväksi jatkuva-näyttöinen virtaamamittaus ja aika ajoin tapahtuva viemäriverden laadun mittaus näytteenottosarjan avulla.

Pitkältä ajanjaksolta kootut kokoomanäytteet luovat pohjan "normaaliarvojen" määrittämiselle. Tarkat lyhyin välein suoritettut näytteenottosarjat tulisi ottaa niistä ajankohdista, joita erityisesti halutaan tutkia ja joille simulointimallin kalibrointi suoritetaan. Yleensä tulisi sisällyttää ainakin sekä vuotovesi-ajankohta että kuiva kausi, jotta laadullisen ja määrällisen vaihtelun rajat selviäisivät.

Käytännössä tulisi heti ensimmäiseksi selvittää, mitä mahdollisuuksia on luoda näytteenotto-organisaatio.

12.2 Yleiset jatkotoimiehdotukset

Simulointimallia ehdotetaan täydennettäväksi siten, että sillä voidaan analysoida myös paineellinen virtaus sekä ottaa tarkemmin huomioon sedimentin huuhtoutuminen sekä viemäri- ja joilla olevien pumppaamoiden vaikutukset. Mallia voitaisiin vielä täydentää niin, että sillä voidaan ottaa huomioon viemäriin asennettavan virtaamantasaajan vaikutus järjestelmän hydraulikkaan.

Virtaamien tasausjärjestelyistä ehdotetaan tehtäväksi jatkotutkimus, jossa rakenteellisten yksityiskohtien lisäksi selvitetäisiin viivytysajan vaikutus viemärivereden laatuun.

Viemäriin pohjalle laskeutuvan sedimentin huuhtoutumistapahtuman analysoimiseksi ehdotetaan suoritettavaksi pienoismallikokeita. Tutkimuksen tavoitteena olisi saada käyttökelpoiset kriittisen hankausjännityksen arvot viemäreiden mitoitusarvoihin.

Verkon pohjalle laskeutuneen sedimentin määrää olisi hyvä arvioida pistokokein, jotta voitaisiin käyttää mahdollisimman todellisia kapasiteetteja verkon johto-osuuksille. Myös sedimenttien rakeisuuden ja ominaispainon selvittäminen samassa yhteydessä on suotavaa.

Vuotovesien vähentämiseksi ehdotetaan tutkimusta, jossa selvitetään kaikki tekniset mahdollisuudet olemassa olevien jätevesiviemäriverkostojen vuotovesien vähentämiseen. Tutkimuksen tavoitteena olisi selvittää käyttökelpoiset menetelmät ja tekniset ratkaisut vuotovesimäärien mittaamiseksi ja vähentämiseksi. Tämä tutkimustarve tulee tyydytetyksi vuoden 1976 lopulla valmistuvassa viemäreiden vuotovesiä koskevassa YVY-tutkimuksessa.

12.3 Suositukset ja jatkotoimiehdotukset mallikohteelle

Runkoviemäriprojektissa pyrittiin alun perin saamaan vähintään neljä kaksi päivää kestävästä näytteenottosarjasta tunnin näytteen-

ottovälillä (puoli tuntia virtaamamittauksissa), jolloin olisi saatu kaksi sarjaa vuotovesiajankohtana sekä kaksi muuta kuivana kautena. Tällöin tutkimukseen olisi voitu sisällyttää jätevesivirtaaman laatumuutokset. Jos rinnakkaiset näytteenottosarjat olisivat olleet keskenään ristiriitaisia, uudet näytteenottosarjat olisivat olleet välttämättömiä. Tällaiset näytteenottosarjat riittävän monesta pisteestä suoritettuina muodostavat vasta minimaalisen lähtöaineiston jätevesiviemäristön luotettavaksi tutkimiseksi.

Suutarilan ja Pukinmäen pumppaamoilla olisi päästävä säännöllisiin virtaamamittauksiin. Laatumittauksia tulisi suorittaa aika ajoin näytteenottosarjoina. Virtaamia käytetään kuntien välisen sopimuksen mukaan laskutusperusteena jätevesien puhdistamisesta Viikin puhdistamolla. Laatumittaukset virtaamamittausten lisäksi antavat tietoa vuotovesistä.

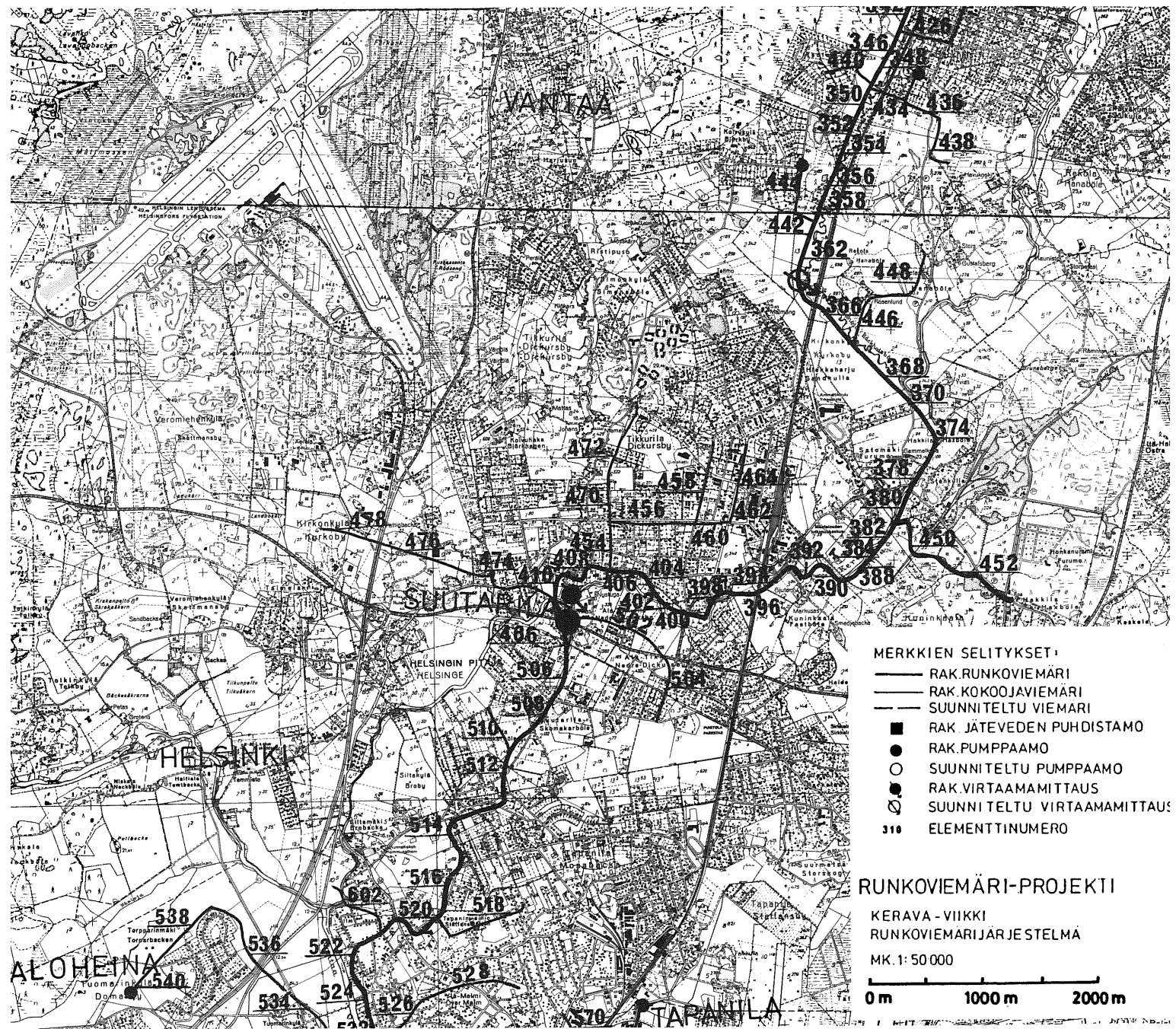
Huuhtoutumisilmiön tarkka selvitys olisi edellyttänyt näytteiden oton pohjasedimentistä sekä suurten vuotovesivirtaamien aikana että kuivana kautena. Sedimenttien irrottamiseen tarvittava kriittinen hankausjännitys pitäisi selvittää laboratoriokokein.

Vuotovesien määrän vähentämiseen tarvittavia toimia tulisi jatkaa edelleen. Jos selvitetään pohjavedenpinnan vaikutusta, niin tarkkailuputket tulisi asentaa viemärilinjan kohdalle.

Tulisi selvittää alueet, joilta jätevesiviemäriin johdetaan perustusten kuivatusvesiä, ja tutkia mahdollisuudet niiden johtamiseksi hulevesiviemäriin.

Verkon hydraulikasta tulisi saada mahdollisimman tarkka kuva. Niinpä kenttämittauksin tulisi selvittää esim. pumppaamoiden eri pumppuyhdistelmien todellinen yhteinen tuotto, imualtaiden tilavuus, katkaisurajat jne.

Kun Hyrylä liittyy runkoviemärin vaikutuspiiriin, Helsinkiin tulisi rakentaa johdoille 514 ja 520 rinnakkaisyhteydet.



Kuva 12.1. Toimenpidekohteet esittävä kartta.

Jos nykyisiä runsaita vuorovesiä sulamiskausina voidaan (kuten niitä tulisi voida) vähentää, tasaustoimista tulee mielekkäitä. Tällöin tulisi lähinnä kysymykseen, että Vantaalle rakennettaisiin ennen johto-osuutta 352 (kuva 12.1) tasausallas ($\sim 4\,000\text{ m}^3$). Tämä pätee vain vuoteen 1985 asti.

Jos johdoille 514 ja 520 rakennetaan rinnakkaisyhteys, runkoviemärin kapasiteetti riittää ennusteiden mukaisella kehityksellä 1980-luvun alkuun (noin vuoteen 1982) ilman kohtuuttoman suuria ylivuotoja. Viimeistään vuoteen 1985 mennessä olisi välttämätöntä saada meriviemäri käyttöön ainakin siten, että nykyisen runkoviemärin "pullonkaulat" poistuisivat, sillä esim. viisi päivää kestävän huippusulamiskauden aikana tulvinut määrä olisi v. 1985 yli $100\,000\text{ m}^3$. Mikäli rinnakkaisyhteyksiä ei rakenneta, aikataulusta tulee paljon tiukempi.

LÄHDEKIRJALLISUUS

1. Melanen, M., Pingoud, K., Yletyinen, P., Ranta, J. (1975): Viemäriverkoston simulointimalli. Osat Yleisosa ja Käyttäjän manuaali. Teknillinen korkeakoulu, Otaniemi. Julkaistaan laajempaan syksyllä 1976 YVY-sarjassa "Viemäriverkoston suunnittelumalli"-nimisenä.
2. Metcalf, Eddy (1971): Storm Water Management Model, Volume III - User's Manual. EPA-11024 DOC 09/71.
3. Metcalf, Eddy (1971): Storm Water Management Model, Volume I - Final Report. EPA-11024 DOC 07/71.
4. Ekbäck, D. (1975): Avloppsledningars anpassning till ny teknik, Byggeforskningen, R62:1975.
5. Millon, C. (1967): Les critères d'autocurage des reseaux d'assainissement. Techniques et sciences municipales, Août-Sept 1967.
6. Millon, C. (1968): L'autocurage des reseaux d'assainissement. Techniques et sciences municipales, Août-Sept 1968.
7. Lysne, D.K. (1969): Hydraulic Design of Self-cleaning Tunnels. Journal of the Sanitary Engineering Division, Febr. 1969.
8. Paintel, A.S. (1972): Hydraulic design of self-cleaning circular sanitary sewers. Water & Sewage Works, Reference Number 1972, R52.
9. Replodge, J.A., Chow, V.T. (1966): Tractive-force distribution in open channels, Proceedings, ASCE Vol. 92, HY 2, March 1966.
10. Lysne, D.K. (1972): Selvrensning i rør for avløpsvann. Vann nr. 3, 1972.
11. Lane, E.W. (1952): Progress Report on Results of Studies on Design of Stable Channels, U.S. Bureau of Reclamation, Hydraulic Laboratory, Report No Hyd-352, June 1952.
12. Schulz, H. (1960): Über die Berechnungen der Unteren Grenzgeschwindigkeiten in Kanalisationsnetzen, Wasserwirtschaft und Wassertechnik, 10 Jahrgang (1960) Heft 7.
13. Yao, K.M. (1974): Sewer Line Design Based on Critical Shear Stress. Journal of the Environmental Engineering Division, April 1974.
14. Rath, C.H., McCauley, R.F. (1962): Deposition in a Sanitary Sewer. Water and Sewage Works, May 1962.

15. Hobbs, M.F., Sako, F.F., Roberts, T.E. (1967): Relationship of sewage characteristics to carrying velocity for pressure sewers. Prepared by Environmental Engineering Laboratories, FMC Corporation, Santa Clara, Calif. 1967.
16. Bretting, A.E. (1960): Hydraulik, Stationære Strømninger. Teknisk Forlag, 1960.
17. Ilmavirta, A., Laukkanen, R., Purhonen, O. (1976): Sekäviemäröintiverkoston tehonlisäys ja simulointimalli suunnittelumenetelmänä. YVY-tutkimus 19, Helsinki.
18. Bergström, T. (1976): Utjämningsmagasin i avloppsnät. Svenska vatten- och avloppsverksföreningen. Publikation VAV P31 mar 1976.
19. Anvisningar för beräkning av allmänna avloppsledningar. Svenska vatten- och avloppsverksföreningen. Publikation VAV P28 apr 1976.
20. Koral, J., Saatci, C. (1973): Regenüberlaufbecken. Verlag NECMA SAATCI, St Gallen 1973.
21. Koral, J., Cevdet, S. (1974): Selbstreinigende Regenüberlaufbecken mit Schlangenrinne, Wasserwirtschaft 64 (1974) 10.
22. Janson, L.-E., Bendixen, S. (1975): Ny metod för utjämning av flödesvariationer i självfallsledningar. Svenska kommunal-tekniska föreningen. Stadsbyggnad 1975-6.
23. Janson, L.-E., Lundgren, J. (1975): Dagvattenuppsamling och -avledning. Byggforskningen R64:1975.
24. Keski-Uudenmaan vesiensuojeluvaltuuskunta (1976): Meriviemäri, yleissuunnitelman tarkistus välillä Järvenpää - Viikki. Maa ja Vesi Oy.
25. Ominaiskulutuksen ja vedenkulutukset kehitysarviot Helsingissä. 25.11.1976.
26. Helsingin kaupungin viemärilaitoksen kehittäminen vv. 1976 - 1985. HKR. Tammikuu 1976.
27. Suomen Kaupunkiliitto (1974): Jäteveden puhdistamon hoito-opas. Helsinki.
28. Vesihuoltolaitokset 31.12.1974. Vesihallituksen tiedotus 98.
29. Kajosaari, E. (1973): Vesihuolto. RIL 93.
30. Förslag till dagvatten anvisningar. Naturvårdsverket, arbetsgrupp för dagvattenfrågor. 1972.

31. Urban Stormwater Management and Technology, An Assessment. EPA-670/2-2-74-040. December 1974.
32. Rankkasateiden voimakkuus ja toistumistiheys Suomessa. Rakennushallituksen tiedotuksia, 1969.
33. Countermeasures for Pollution from Overflows. The State of the Art. EPA-670/2-74-090.
34. Laukkanen, R. (1975): Sekaviemärijärjestelmien ylivuotokuormituksen vähentämisvaihtoehtoja. Suomen Kaupunkiliitto, vedenjakelun ja viemäröinnin yleissuunnittelukurssi 26.-30.4.1976.

RUNKOVIEMÄRIPROJEKTIN MATKARAPORTTI

Runkoviemäriprojektiin liittyen tehtiin Ruotsiin ja Saksaan suuntautunut opintomatka, jonka tarkoituksena oli tutustua viivytysallasjärjestelyihin, pitkiin tunnelisysteemeihin sekä pumppaamoihin ja saada käyttökokemuksia tällaisista hankkeista. Matka tehtiin aikana 8. - 11.6.1976, ja matkareittinä oli Helsinki - Göteborg - Malmö - Hampuri - Kiel - Helsinki.

8.6.1976 Göteborgin viemärilaitos sekä Ryaverketin jätevedenpuhdistamo

Göteborgin viemäriverkosto on tunnelisysteemi, jonka kokonaispituudeksi on suunniteltu 125 km (kuva 1). Tunnelit ovat etupäässä jätevesitunneleita, joiden pinta-ala on 6 m^2 . Joissakin paikoin tunneleissa on lisäksi vesijohdot ja sähkö- sekä puhelinkaapelit, jolloin niiden pinta-ala vaihtelee 12:sta 40 m^2 :iin.

Tunneleiden rakennustyö aloitettiin 1969 ja niiden on suunniteltu loppuvan 1983. Louhintatyössä on pohjavesi aiheuttanut ongelmia. Pohjaveden tunkeutumista tunneleihin on estetty esi-injektoimalla vaikeat paikat, jolloin myös jälki-injektointityö on helpompi tehdä. Vastaavasti esi-injektointi kasvattaa tunneliosuuden rakennuskustannuksia 40 %. Tunneleihin oli järjestetty vuotovesien mittaus.

Tunneleiden suunnittelussa käytettiin pohjana Norjassa suoritettua kriittiseen hankausjännitykseen perustuvaa tutkimusta /13/. Laskelmissa ja käytännössä havaittiin, että pinta-alaltaan 5 m^2 :n tunnelissa, jonka pohjaviisteiden kaltevuus on 1:5 ja itse tunnelin kaltevuus $1^\circ/100$, sedimentin laskeutumisongelmia ei ilmaantunut. Suunnittelussa käytettiin apuna tietokoneohjelmaa.

Tunneleita käytetään jäteveden viivytykseen silloin, kun verkostoon tulevan jäteveden määrä ylittää puhdistamon kapasiteetin. Taulukosta ilmenee tunneleiden varastointivaikutus eri poikkileikkausvuosina.

vesi	jätevesi m ³ /s	hulevesi m ³ /s	yhteensä m ³ /s	puhd.tuleva varastoituminen otettuna huomioon m ³ /s
1972	2,5	4,2	6,7	3,0
1980	4,4	3,8	8,2	5,4
1990	6,2	3,5	9,7	7,3
2000	8,4	3,1	11,5	9,3
2010	10,6	2,8	13,4	11,2

Ryaverketin jäteveden puhdistamo on biologinen aktiivilietelaitos, jonka asukasvastineluku on 700 000 as.

9.6.1976 Malmön viemärilaitos sekä Sjölundaverketin jäteveden puhdistamo

Malmön viemäriverkosto on täysin putkisysteemi. Kaupungin alueesta noin 60 % on erillisviemäröityä ja loput sekaviemäröityä. Keskimääräinen jätevesivirtaama on noin 2 m³/s.

Vanhoissa kaupunginosissa on viemäreiden kapasiteettia helpotettu rakentamalla tasausaltaita sadevesille ylisuuria putkia käyttämällä. Uusilla alueilla verkostot rakennetaan erillisjärjestelmäksi. Vanhoilla alueilla siirrytään erillisjärjestelmään sitä mukaa kuin verkostoa uusitaan. Toisaalta Malmössä on tehty suunnitelmia sadevesien puhdistamiseksi.

Malmön kaupungin alueelle on rakennettu 30 sadevesienviivytysalasta, joista 17 toimii palovesivarastoina erillisviemäröidyillä alueilla, 6 on sekaviemäriverkostossa sekä loput 7 hulevesivarastoina. Putkivarastojen koko vaihtelee 120 m³:stä 3 000 m³:iin. Putkia on asennettu noin 25 km ja niiden halkaisija on yleensä 2 m. Vuoden 1970 jälkeen Malmössä ei ole rakennettu varastoaltaita. Tällöin putkikustannukset olivat 380...400 Rkr/m³.

Parhaat käyttökokemukset on saatu putkisysteemeistä, joissa on

rinnakkain vain kaksi putkea. Tällöin sedimentoitumista ei pääse tapahtumaan. Erääseen sadevesien viivytysaltaaseen, jonka tilavuus on 1400 m^3 , oli kerääntynyt 7 vuoden aikana lietettä 400 m^3 . Puhdistustyön suoritti 4 miestä ja aikaa kului 14 vuorokautta.

Varastoaltaiden ja sadevesiviemäreiden mitoituksessa käytetään kerran vuodessa toistuvaa sadetta, jonka intensiteetti on 90 l/s/ha . Jos alueella on tulvavaara, käytettävä mitoitus sade on tällöin kerran 5 vuodessa toistuva sade rankkuudeltaan 150 l/s/ha .

Malmön maaperä on etupäässä savea ja noin 5 metrin syvyydeltä kalkkikiveä. Kallioperän takia ei suuret tunnelit tule kysymykseen. Toisaalta Malmössä olevalta putkitekhaalta kaupunki saa hyvin edullisesti tarvitsemansa putket.

Sjölundaverketin jäteveden puhdistuslaitos on osittain biologinen aktiivilietelaitos. Jäteveden viive puhdistamolla on yleensä 5 tuntia. Puhdistamo voi toimia joko pelkästään aktiivilietelaitoksena tai tämän lisäksi kemiallisena puhdistuslaitoksena.

10.6.1976 Hampuri; Elbe-tunnelilaitos, sadevesien viivytysaltaita sekä Anckelmann-Platzin pääpumppaamo

Saksan pohjoisosasta Espanjan eteläkärkeen kulkeva moottoritie alittaa Hampurin kohdalla Elben. Elbe-tunnelin pituus on $3,5 \text{ km}$. Tunneli koostuu kolmesta kaksikaistaisesta ajoputkesta, jotka liittyvät toisiinsa ilmanvaihto- ja huoltokanavien välityksellä. Tunnelin liikennettä valvotaan keskusvalvomosta 45 televisiokameran avulla.

Sade-, tulipalo- ja pesuvesien poistamiseksi tunnelista tunnelin alimpaan kohtaan on rakennettu pumppaamo, jossa on 4 pumppua ($Q = 1070 \text{ m}^3/\text{h}$). Pumppaamon mitoituksessa käytettiin kerran 15 vuodessa toistuvaa sadetta.

Hampurissa on rakennettu sadevesien viivytysaltaita 53 kappaletta.

Pari viivytysallasta on sekaviemäriverkostossa, mutta näistä pyritään pääsemään eroon hygieenisistä syistä. Viivytysaltaita käyttämällä ei olemaa sadevesiverkostoa ole tarvinnut laajentaa.

Hamburg - Hausbuchin sadevesien viivytysaltaan (kuvat 2 ja 3) tilavuus on 3000 m^3 , Allas on kaikkien muiden sadevesien viivytysaltaiden tapaan maavarainen ja kattamaton. Altaaseen tulee kaksi sadevesiputkea $\varnothing 1000 \text{ mm}$ ja siitä lähtee yksi $\varnothing 400 \text{ mm}$ putki. Mikäli allas täyttyisi, sadevesi virtaisi ylivuotoreunan kautta katuojiin. - Kerran on vedenpinta noussut altaassa puoleen metriin.

Altaan lähettyville rakennetaan uutta asuma-aluetta, jolloin tulevien sadevesien määrä kasvaa huomattavasti. Mitään haju- tai hygieenisiiä haittoja ei ole kertaakaan ilmentynyt; ei myöskään hiekka tai muu kiintoaine ole aiheuttanut haittaa.

Tutustumiskäynti suoritettiin myös kahdelle muulle sadevesien viivytysaltaalle, joiden tilavuudet ovat $800...1000 \text{ m}^3$ (kuvat 4 ja 5). Kuvan 4 altaan tuloputki oli $\varnothing 1600 \text{ mm}$ ja lähtevä $\varnothing 400 \text{ mm}$. Kuvan 5 altaan toimintaperiaatteena oli se, että tuloputki $\varnothing 1000 \text{ mm}$ purkautui kouruun, josta vesi nousee itse altaaseen, mikäli lähtevän putken $\varnothing 300 \text{ mm}$ kapasiteetti ei riitä. Myöskään näillä altailla ei ollut ympäristöhaittoja, mitä todistavat aivan altaan reunalla olevat kerrostalot. Nämä altaat olivat aidattuja, samoin tuloputkien edessä oli säleiköt lapsien altaille ja putkiin menon estämiseksi.

Hampurissa on yksi pelkästään jätevesille tarkoitettu viivytysallas tilavuudeltaan 8000 m^3 . Tutustumiskäynti sinne oli kuitenkin mahdotonta mm. altaan räjähtämisvaaran takia.

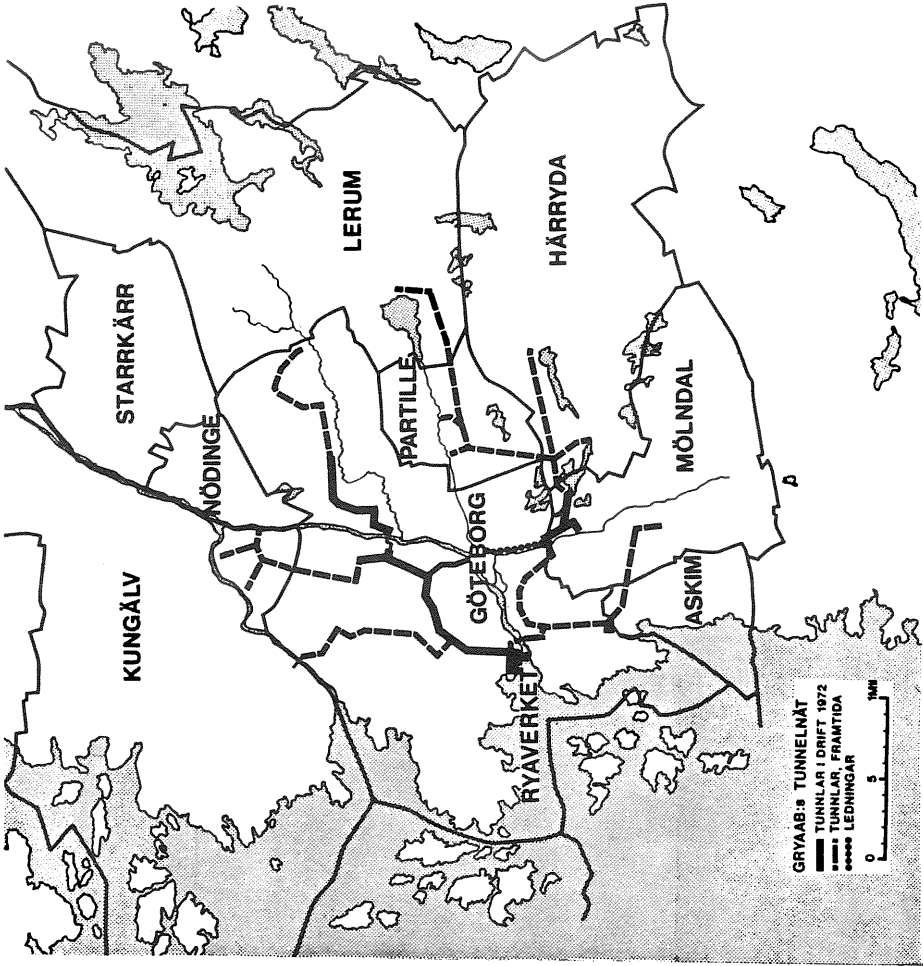
Anckelmann-Platzin pääpumppaamolla on 3 kappaletta pumppuja, joiden kunkin tuotto on $2520 \text{ m}^3/\text{h}$. Imualtaan tilavuus on noin $80...100 \text{ m}^3$. Imualtaita ei täällä kuten ei muillakaan pumppaamoilla käytetty tasaukseen.

Koko Hampurin alueella on 106 pumppaamoa, joiden virtaama vaihtelee 5...750 l/s ja jotka palvelevat 1,5 milj. asukasta. Hampurissa on 4 jäteveden puhdistamoa. Kaikilla pumppaamoilla oltiin erittäin varovaisia, koska pelättiin räjähdysvaaraa.

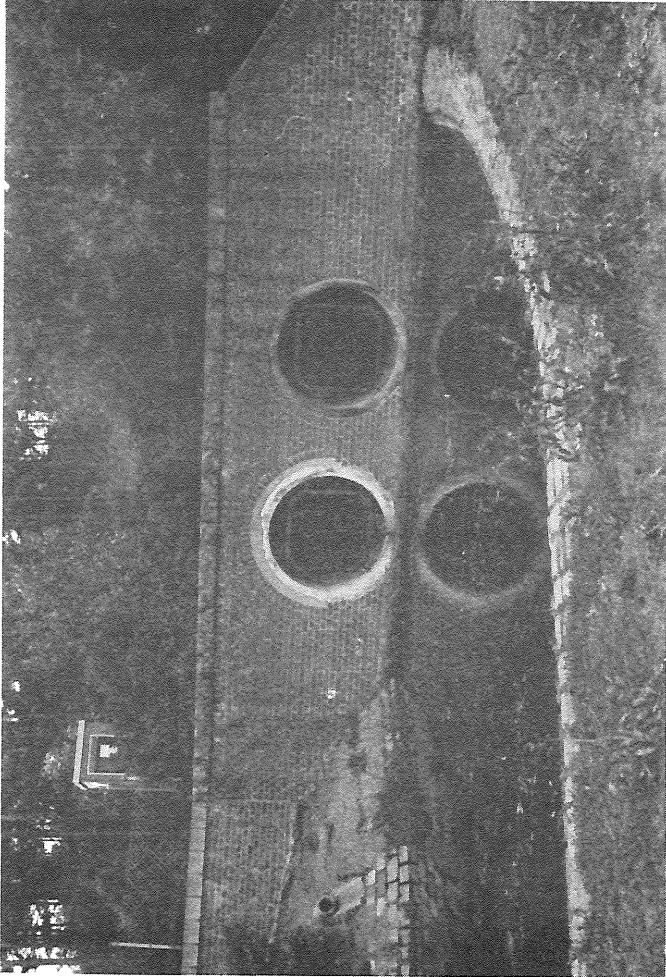
11.6.1976 Kiel, Habsstrassen ja Wikin pumppaamot sekä sadevesien viivytysallas

Kielissä tutustuttiin Habsstrassen ja Wikin pumppaamoihin. Pumppaamot olivat erittäin siistejä ja tilavia. Imualtaiden avulla ei tasattu jätevesivirtaamia (kuva 6).

Kielin esikaupunkialueelle oli rakennettu sadevesien viivytysallas Heidenberger Teich (kuva 7). Altaaseen tulee kaksi sadevesiputkea Ø 1300 mm, joissa on hiekanerotusaltat. Poistoputkia on kaksi Ø 300 mm:n putkea. Altaassa on aina vettä, joten sitä käytetään myös virkistystarkoituksiin. Hajun tai muita esteettisiä haittoja ei ole ollut.



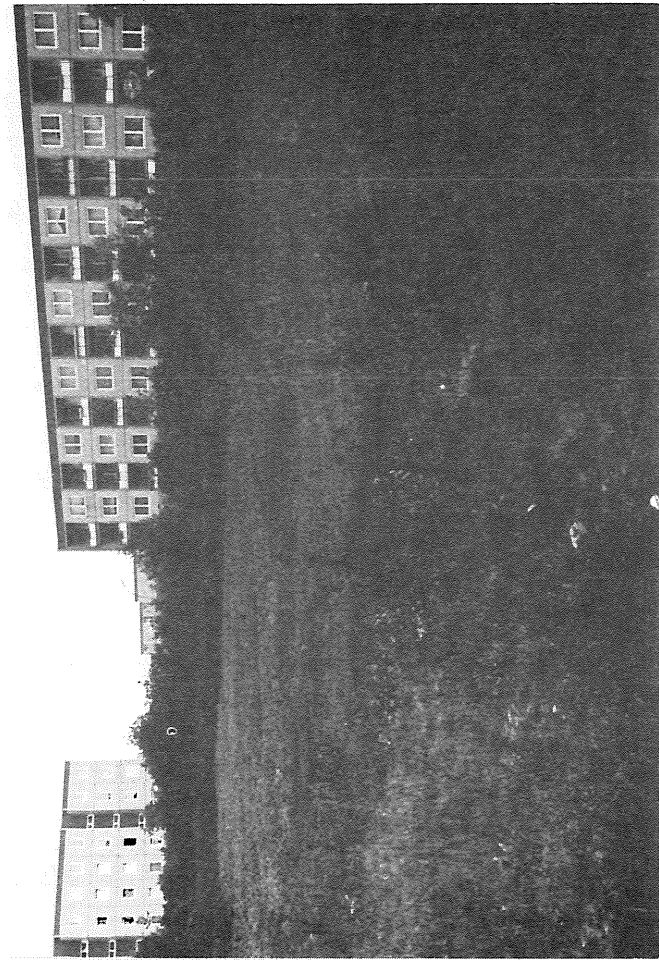
Kuva 1. Göteborgin viemäriverkosto.



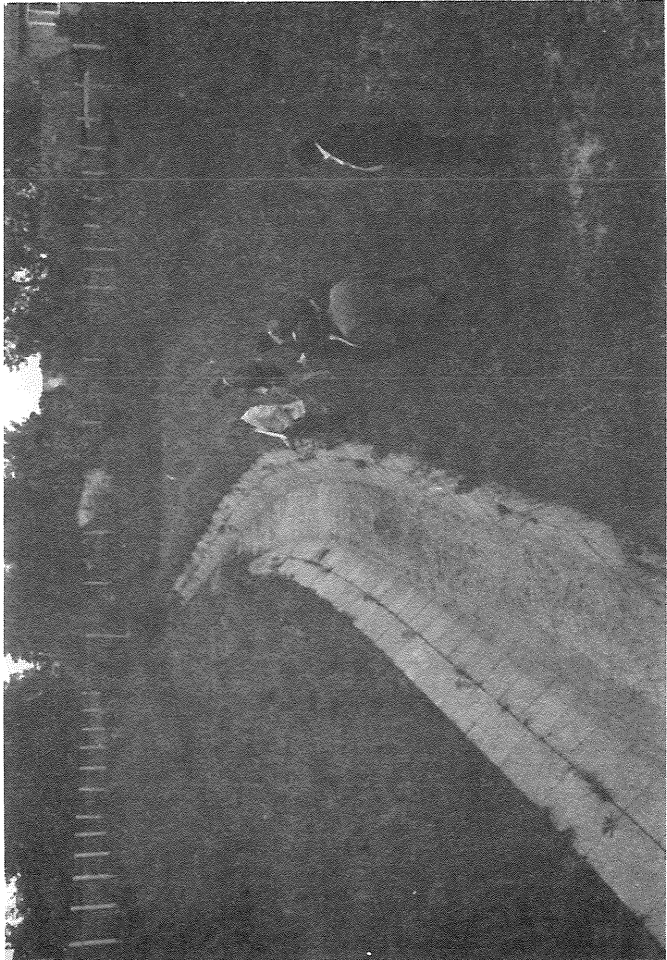
Kuva 2. Hamburg-Hausbruchin sadevesien viivytysallas, tuloputket 2 x Ø 1000 mm, Hampuri



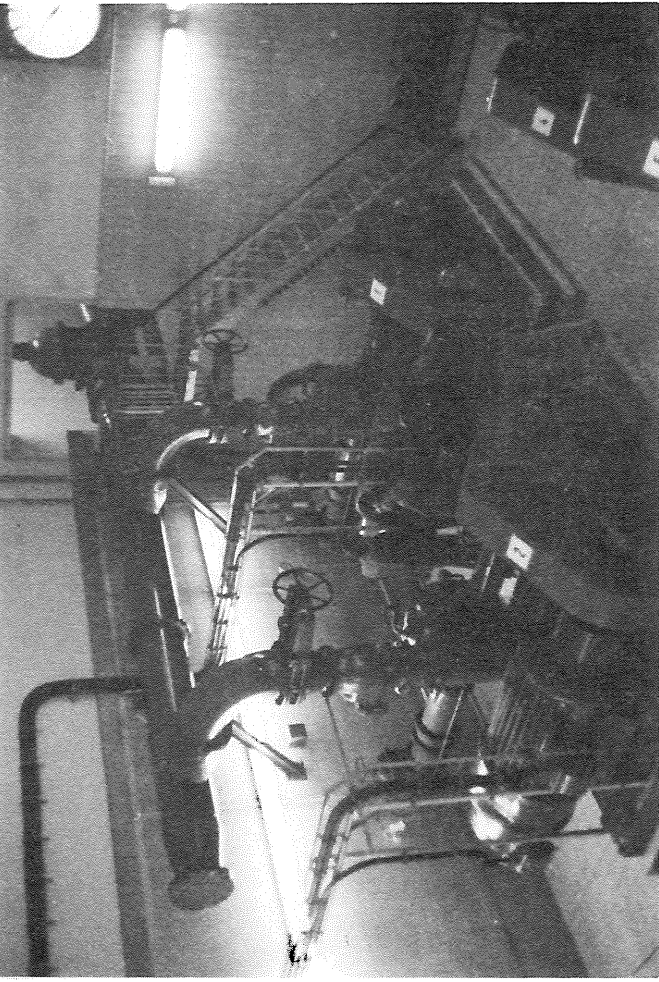
Kuva 3. Hamburg-Hausbruchin sadevesien viivytysal-



Kuva 4. Sadevesien viivytysallas, tilavuus 1000 m³, Hampuri



Kuva 5. Sadevesien viivytysaltaan tulvakouru, altaan tilavuus 800 m³, Hampuri



Kuva 6. Hassstrassen pumppaamo, Kiel



Kuva 7. Heidenberger Teichin sadevesien viivytysallas, Kiel

TIIVISTELMÄ YVY-TUTKIMUKSESTA "SEKAVIEMÄRÖINTIVERKOSTON TEHONLISÄYS JA SIMULOINTIMALLI SUUNNITTELUMENETELMÄNÄ"

Tutkimusprojektin tavoitteita:

- selvittää tasausaltaiden soveltuvuutta viemäriveresivirtaamien tasaamiseksi sekä tutkia näiden mitoitus- ja sijoituspaikan merkitystä sekä tasausaltaiden vesiteknisten varusteiden tarvetta ja rakennusteknisiä ratkaisuja,
- selvittää Turun kaupungin sekaviemäriverkostojen saneeraus- mahdollisuus ja vesistöön ylivuotovesien kautta joutuvat likainemäärät,
- lisäksi projekti toimi viemäriverkoston simulointimallin SIMU käyttöönottoprojektina. Simulointimalli sovitettiin Suomen oloihin Helsingin Teknillisen korkeakoulun projektissa "Viemäriverkoston simulointimalli" (SIMU).

Tutkimuksessa selvitettiin kirjallisuuskatsauksena ylivuoto- ja hulevesien kuormitusta ja sen vähentämismahdollisuuksia. Ylivuotokuormituksen vähentämismahdollisuuksista tarkasteltiin vedenalaista varastointia sekä ylivuoto- ja hulevesien käsittelyyn tarkoitettua pyörre-erotinta.

Viemäriverkoston simulointimallia käytettiin apuna sekajärjestelmien analysoinnissa sekä ylivuotovesien ym. tutkimisessa. Malli kalibroitiin kuvaamaan tutkittavia viemärointialueita Turussa suoritettujen kenttäkokeiden avulla.

Kenttäkokeilla selvitettiin jäteveden vuorokautiset määrä- ja laatuvahtelut, sateen aiheuttamat pintavalunta- ja ylivuototahtumat sekä muita viemärivereden määrään ja laatuun vaikuttavia tekijöitä.

Sekaviemäröintialueiden analysointikohteina käytettiin Turun Keskustan ja Sikaojan alueita, joiden pinta-alat ovat 135 ha ja 709 ha. Viemäröintialueilta tutkittiin, millä toimenpiteillä purkuviesistön kannalta päästään parhaaseen tulokseen ylivuotovesien lika-aineiden vähentämisessä. Tutkittavaksi aikaväliksi valittiin 5,5 kuukauden jakso (1.5. - 15.10.1974). Kaikkien jakson aikana sattuneiden sateiden kiintoaineen ja BHK:n ylivuotokuormitukset laskettiin viemäriverkoston simulointimallilla.

Keskusta-alueella havaittiin, että verkoston loppupäähän sijoitettavalla tasausaltaalla voitaisiin vähentää sekajärjestelmällä viemäroitäessä ylivuotoon menevää BHK- ja kiintoainekuormitusta 50...60 %. Sairashuoneenkadun pumppaamon tehoa nostamalla voitaisiin välttyä tasausaltaan rakentamiselta, mutta tällöin keskuspuhdistamon hydraulinen kuormitus kasvaisi välittömästi vastaavalla vesimäärällä. Keskusta-alueella on verkostoa uusittaessa rakennettu erillisviemäröintiä. Sade- ja jätevesiviemärit on nykyisin yhdistetty runkoviemäriin. Tällaisilta alueilta voitaisiin ylivuotoon joutuva vesimäärä johtaa suoraan sadevesiviemäristä Aurajokeen.

Sikaojan alueella johtaisi tasausaltaiden käyttö valtaviin allaskokoihin. Sen sijaan ylivuotovesien käsittely esimerkiksi pyörreerottimen avulla saattaisi tulla kyseeseen.

Hyöty - kustannustarkastelun avulla tutkittiin käyttämällä hyväksi mallikorttelitarkastelua, paljonko mallikohteina olevien sekaviemäröityjen alueiden saneeraaminen maksaa. Samoin selvitettiin, saadaanko Turun tapauksessa edullisempi tulos soveltamalla sekaviemäröidyillä alueilla tasausaltaita tai muita viemäröintitekniisiä toimenpiteitä vai saneeraamalla viemäriverkko erillisjärjestelmäksi. Tutkimuksessa selvitettiin myös eri toimenpiteiden kustannukset.

Tulokset osoittavat, että nykyisen sekajärjestelmän uusiminen säilyttämällä viemäriverkosto sekajärjestelmänä maksaa tutkituil-

la alueilla yhteensä 94 mmk. Viemäröintialueiden saneeraaminen erillisjärjestelmäksi maksaisi näillä alueilla yhteensä 140 mmk. Sekajärjestelmän uusimisella tarkoitetaan nykyisen verkoston rikkoutuneiden putkiosuuksien tai muiden laitteiden korjaamista, mutta muuten verkoston säilyttämistä entisellään. Kustannuksissa ei ole otettu huomioon sekajärjestelmien ylivuotovesien tai erillisjärjestelmän hulevesien mahdollista käsittelyä.

Ylivuotovesien Aurajoen BHK- ja kiintoainekuormitukset ovat laskentatulosten mukaan sekajärjestelmässä huomattavasti pienempiä kuin silloin, jos verkosto olisi rakennettu erillisviemäröitynä. Nykyisten verkostojen ylivuotovesien BHK- ja kiintoainekuormitukset olivat vuonna 1974 tutkituilla alueilla yhteensä noin 50 tn/v ja 160 tn/v, kun taas vastaavat pelkät hulevesikuormitukset olisivat noin 90 tn/v ja 360 tn/v erillisviemäröinnissä.

Tutkimuksen perusteella näyttäisivät tarpeellisilta mm. seuraavat lisätutkimukset:

- hulevesiin ja sekajärjestelmien ylivuotovesiin liittyvien kenttäkokeiden jatkaminen ja laajentaminen koko Turun alueen kattavaksi,
- tasausaltaan rakentaminen Sairashuoneenkadun pumppaamon yhteyteen taikka muualle verkostoon ja/tai puhdistamon yhteyteen.

Yleisellä tasolla näyttäisivät tarpeellisilta seuraavat tutkimukset:

- hule- ja ylivuotovesien määrä- ja laatututkimus erityyppisten alueiden aiheuttaman purkuvesistökuormituksen selvittämiseksi,
- tasausaltaiden ja verkostoon sijoitettavien puhdistuslaitteiden käyttömahdollisuuksien selvittäminen eri viemäröintialueilla (esimerkiksi pyörre-erotin),
- viemäriverkoston simulointimallin edelleen kehittäminen siten, että se palvelisi mahdollisimman tehokkaasti suunnittelijaa käytännön suunnittelutyössä.

YVY-julkaisusarja

1. Vesihuollon taloudellisuus
2. Vedenkulutuksen vaihtelut
3. Vesijohtoverkon toiminnan luotettavuus
4. Jätevedenpuhdistamojen allastilojen kattaminen
5. Ammoniakkin poisto pohjavedestä
6. Teurastamojen ja lihanjalostuslaitosten jätevesikuormitus ja jätevesien käsittelymahdollisuudet
7. Maidonjalostusteollisuuden jätevesikuormitus ja jätevesien käsittelymahdollisuudet
8. Vesi- ja jätehuollon laitteiden julkinen testaus
9. Jätehuollon esimerkkisuunnitelman laatiminen keskiuurille kunnille
10. Yhdyskuntien jätehuollon nykytilanne ja tulevaisuuden näkymät
11. Menetelmä taajamien vesihuollon toteuttamisasteen ja kehityksen arvioimiseksi
12. Kaatopaikat 1974
13. Viemärlaitoksen systeemanalyysi
14. Vesihuollon edellyttämä vesistötutkimus
15. Jäteveden puhdistamojen hydraulikan ja dynamiikan tutkiminen merkkilainetekniikalla
16. Vedenjakelujärjestelmän toiminnallinen suunnittelu
17. Vedenjakelujärjestelmän simulointimalli
18. Bandsedimentator
19. Sekaviemärintiverkoston tehonlisäys ja simulointimalli suunnittelumenetelmänä
20. Haja-asutuksen viemärinti ja jätehuolto
21. Jätevesilietteen hyödyntämisen perusteet
22. Patogeenisten mikro-organismien määrittäminen kalkkilietteestä
23. Kaatopaikan valinta ja kunnossapito
24. Maaseutuyhdyskunnan jätehuolto
25. Viemäriverkoston suunnittelumalli
 - A — Yleisosa
 - B — Käyttäjän ohjekirja
 - C — Mallin testaus
 - D — Ohjelman listaus
26. Juomaveden haju- ja makuhäiriöt ja niiden torjunta
27. Erillisviemärintiverkon runkoviemärien tehonlisäys ja simulointimalli suunnittelumenetelmänä

ISBN 951-9250-76-X
ISSN 0355-1997

KYRIIN OY 4872
Helsinki 1977